

ERBAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

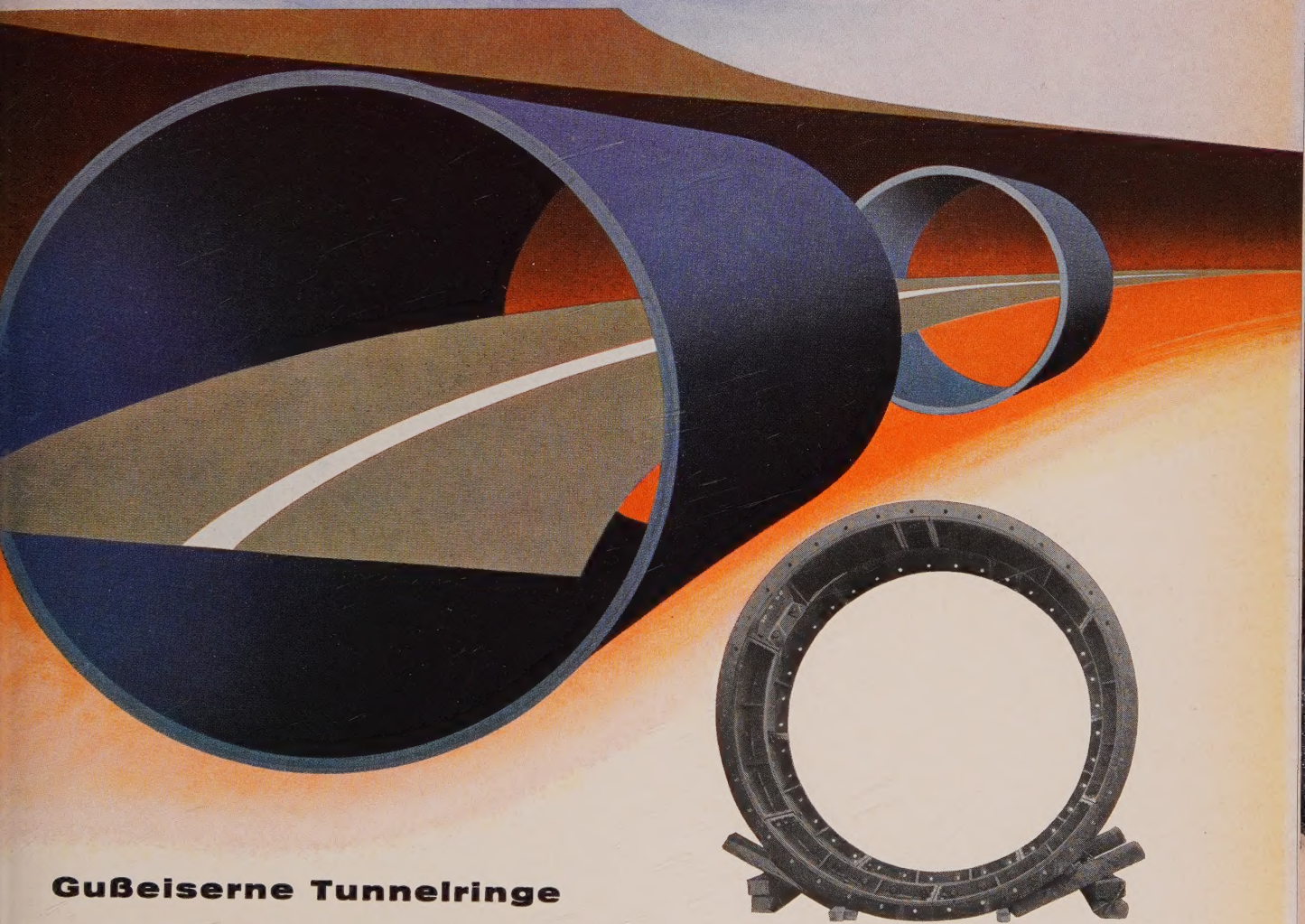
Herausgeber: Prof. Dr.-techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler / Berlin

Mitherausgeber: Prof. Dr.-Ing. A. Mehmel / Darmstadt

SPRINGER-VERLAG BERLIN GÖTTINGEN HEIDELBERG

1961

12



Gußeiserne Tunnelringe



für unterirdische Verkehrssysteme:
Tunnel für U-Bahnen
Eisen- und Straßenbahnen
Autostraßen
Frisch- und Abwasserfortleitungen

Gußeiserne Tunnelringe sind:

schnell zu montieren
druckfest
wasserdicht
korrosionsfest
und praktisch unbegrenzt haltbar

RHEINSTAHL EISENWERKE GELSENKIRCHEN AG



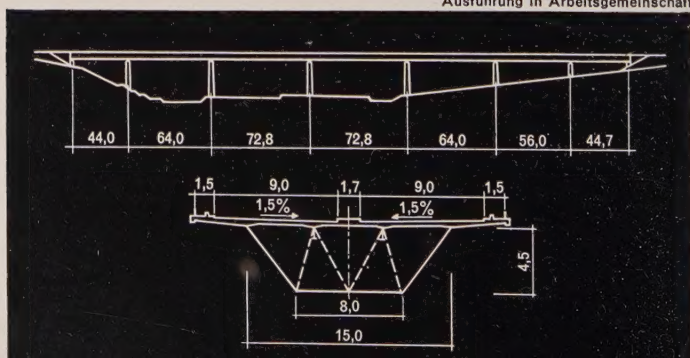
KRUPP

**Wupper-Talbrücke im Zuge der
Autobahn Remscheid/Lennep-
Unna-Kamen,
Trapezkasten-Verbundbrücke
durchlaufend über 7 Öffnungen,
Stützweiten: 44,0+64,0+72,8
+72,8+64,0+56,0+44,7
Gesamtgewicht: 1521 t
Montagestücke der Hauptträger
in der Werkstatt vollständig
geschweißt
Entwurf und Montageführung:
Fried. Krupp Maschinen-
und Stahlbau Rheinhausen**

Ausführung in Arbeitsgemeinschaft

150 JAHRE
KRUPP
1811-1961

FRIED. KRUPP
MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN





SIGMA-STAHL

**FÜR
SPANN-
BETON**

wurden mehr als
0t eingebaut

Bezeichnung	Durchmesser (mm) oder Abmessungs- bezeichnung
Stabstahl	
SIGMA-St 60/90	18,6 u. 26
SIGMA-St 80/105	18,6 u. 26
Draht	
SIGMA-St 125/140	10,2 u. 12,2
SIGMA-St 135/150	8 (u. 7)
SIGMA-St 135/150	9,7 *)
SIGMA-St 145/160	5,2 (u. 6)
SIGMA-St 145/160 **)	Oval 20
	Oval 30
	Oval 40

*) Nur für Betonschwellen
**) Gerippter Draht mit ovaler Querschnittsform u. 20, 30 u. 40 mm²
Querschnittsfläche (8 x 3, 9 x 4,2, 11 x 4,5 mm)

STÄB- UND BERGWERKE RHEINHAUSEN AKTIENGESELLSCHAFT
HÜTTENWERK RHEINHAUSEN

SAAR-BAUINDUSTRIE

AKTIENGESELLSCHAFT

SAARLOUIS und DORTMUND

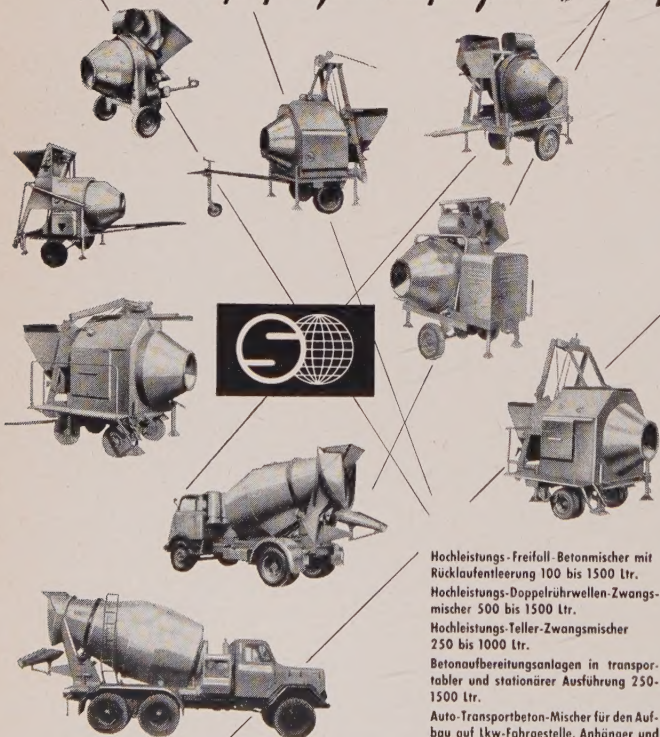
INGENIEURBAUTEN ALLER ART



Bogenbrücke bei Bischmisheim über die Autobahn Saarbrücken—Mannheim, Bogenstützweite = 55 m

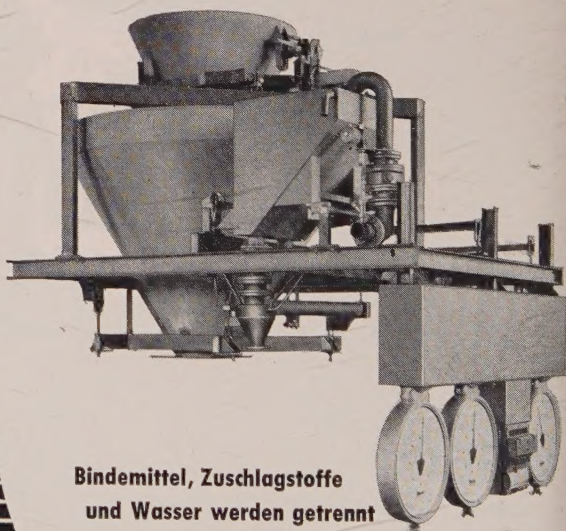
STETTER BAUMASCHINEN

ein Lieferprogramm für jeden Bedarf



Hochleistungs-Freifall-Betonmischer mit Rücklaufentleerung 100 bis 1500 Ltr.
Hochleistungs-Doppelrührwellen-Zwangsmischer 500 bis 1500 Ltr.
Hochleistungs-Teller-Zwangsmischer 250 bis 1000 Ltr.
Betonaufbereitungsanlagen in transportabler und stationärer Ausführung 250-1500 Ltr.
Auto-Transportbeton-Mischer für den Aufbau auf Lkw-Fahrgestelle, Anhänger und Sattelaufleger 2500 bis 6000 Ltr.

GATTIERUNGS-AUTOMAT



Bindemittel, Zuschlagstoffe und Wasser werden getrennt gewogen. Das Gattieren erfolgt gewichtsgenau nach voreingestellten Werten. Fordern Sie unser Angebot!

GEORG STETTER BAUMASCHINENFABRIK KG
MEMMINGEN/ALLGÄU · POSTFACH 58

FERNRUF: 4222 · TELEGR.: STEBA MEMMINGEN · FERNSCHR.: 054 518

Pfister-Waagen
Augsburg

Die neue Laderaube **DTD 5**



mit „DROTT 4 in 1“

Vier verschiedene Arbeitsfunktionen mit dem gleichen Gerät – das ist der exklusive Vorteil der Schaufel „DROTT 4 in 1“. Das Gerät ersetzt vier vollwertige Erdbewegungsmaschinen.

Vielseitigkeit

macht sich schnell bezahlt

Dem rechnenden Unternehmer erfüllt die neue Laderaube DTD 5 alle Wünsche, weil sie mit der weltbekannten Universal-schaufel „DROTT 4 in 1“ ausgerüstet ist. Die DTD 5 ist eigens geschaffen für vielseitigen Einsatz bei leicht zu bedienendem Wechsel der Arbeitsfunktionen. So ergibt sich ein Höchstmaß an Wirtschaftlichkeit.



INTERNATIONAL

International Harvester Company mbH., Neuß am Rhein



Rheinbrücke bei Speyer



DORTMUNDER BRÜCKENBAU C. H. JUCHO

Brückenbau · Stahlhochbau · Behälter- und Mastebau · Stahlleichtbau
Kran- und Förderanlagen · Stahl- und Leichtmetallfenster
Metallfassaden · Großraumheizungen · Entstaubungsanlagen

Moderne Kautschukerzeugnisse für das

BAUGEWERBE

Für alle Einsatzzwecke liefern wir

Gummitteile aus

Naturkautschuk und

Synthetischem Kautschuk

in bewährten Ausführungen

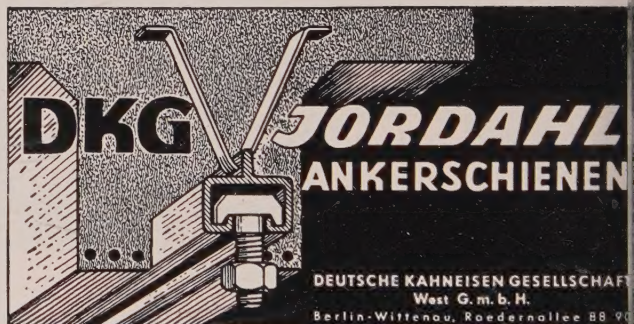
Unsere **NEOPRENE***-Qualitäten
sind aufgebaut nach den
Spezifikationen der **AASHO**

Zum Einsatz kommen:

Fugenbänder - Formteile - Platten - Streifen
bewegliche Unterlagen - Abdichtungen aller Art

* Der Pant

**NEW-YORK HAMBURGER
GUMMI-WAAREN COMPAGNIE**
Angeschl.: DR. HEINE, TRAUN & SÖHNE G.M.B.H.
HAMBURG-HARBURG



DEUTSCHE KAHNEISEN GESELLSCHAFT
West G.m.b.H.
Berlin-Wittenau, Roedernallee 88/90
Tel. 493090 · Telegr. Kahneisen · Telex Kahneisen Bln. 1-81606 · Lager: Troisdorf-Köln u. Bln.-Witten



NOE-Spannketten
zum Abspannen von Schalungen

NOE-Schaltechnik

Süßen/Württ.



Linde

DRUCKLUFT WERKZEUGE

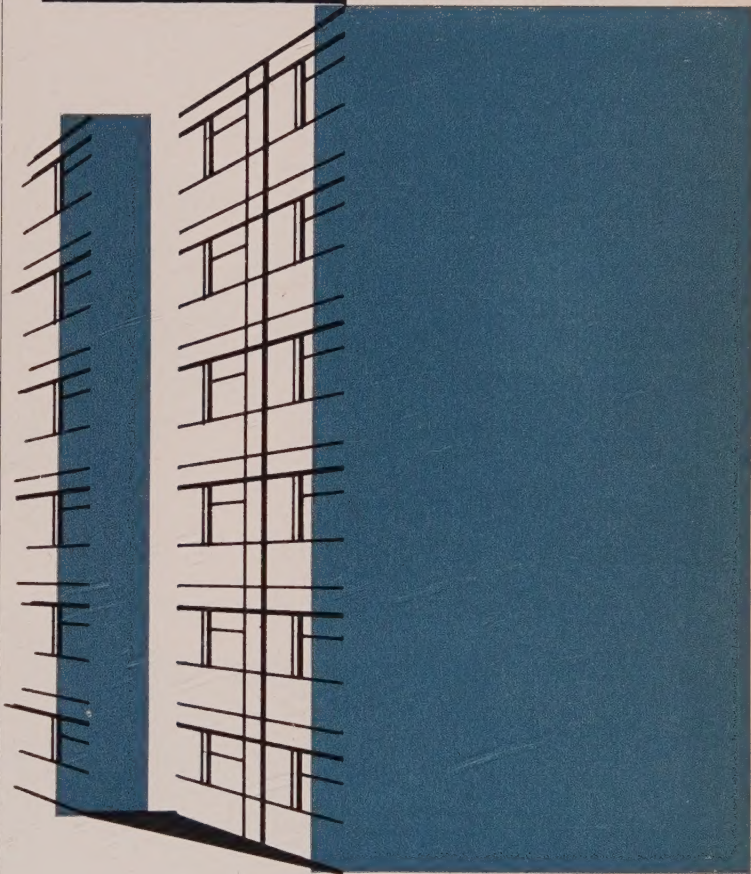
für
Bauunternehmungen

zum Abtragen von
Betonfundamenten,
zum Aufreißen von
Straßendecken,
zum Abreißen von
Mauerwerk
sowie für alle
Erdarbeiten

erlangen Sie
kostenlose Vorführung

MASCHINENFABRIK SÜRTH · SÜRTH b. KÖLN

REPRÄSENTATION DER GESELLSCHAFT FÜR LINDE'S EISMASCHINEN A.G.



Glasal

Fassadenplatten

dampfgehärtet, witterungsbeständig, kratzfest,
wasserundurchlässig, hochgepreßt, unbrennbar.
Frostbeständigkeit unbegrenzt. – In 14 Farben.
Format: 2500 x 1200 mm. Sonderformate längere
Lieferzeit.

Bitte fordern Sie unseren neuen Eternit-Glasal-
Prospekt für Außen- und Innenverkleidung an.

Eternit Aktiengesellschaft Berlin

REICHWEITE

MENCK

M251



Seine hervorragenden Eigenschaften:
geringer Bodendruck durch die breiten Raupenbänder · standsicherer Umlaufwagen · langlebiger Rollenkranz der MENCK-Kippschwelle · vollkom-
men schmutzgeschützter, gekapselter Fahrtrieb · Trommeln und Walzen auf Wälzlagern laufend · einfach und zeitsparend umzurüsten · leicht zugänglich und zu warten in allen Tei-
len · ermüdungsfreie, mechanische Bedienung · mit punktfeiner Genauigkeit steuerbar · seine zwei besten Seiten: hohe Leistung · geringe Betriebskosten

Die großen Reichweiten der MENCK-Universalbagger machen sich bezahlt. Aus dem Stand heraus überbrücken sie die Höhen- und Tiefenunterschiede der Baustelle, ohne das Fahrwerk dabei zu strapazieren. Variable Reichweiten mit dem Gitterausleger werden durch Einfügen von Zwischenstücken erzielt.



MENCK & HAMBROCK G
(2) HAMBURG-ALTONA 1 · POSTFACH

Inhaltsübersicht

Seite

K 624.072.33 : 624.075.2.04

Dr.-Ing. D. Augustin, München:

Einfluss der Rahmenknickung bei elastischer Einspannung im Baugrund. Mit 29 Abbildungen 441

K 627.8 (282.243.714) : 621.221.3

Dr.-Ing. F. Treiber und Dr.-Ing. A. Gsaenger, München:

Der Bau des Zwischenspeichers Lechstaustufe 6 — Dornau. II. Mit 20 Abbildungen 449

K 69.026.31 : 69.026.254 : 624.041.62

Mok-Kong Shen, München:

Die Berechnung von Maximalmomenten in Wendeltreppen-Spindeln. Mit 10 Abbildungen 458

K 624.072.7 : 624.153.525

K. Opladen, Köln:

Beitrag zur Berechnung des Kreisringes auf elastischer Unterlage. Mit 4 Abbildungen 460

K 624.131.221 : 624.131.374

Y. Nishida, Universität Kanazawa/Japan:

Eine einfache Formel zur Abschätzung des Durchlässigkeitskoeffizienten. Mit 7 Abbildungen 461

K 725.23.011.27 : 624.016.7 : 69.022.326 : 693.741 (73)

Dr.-Ing. W. Weiss, z. Z. Freeport/New York:

Das Wilshire-Flower-Building in Los Angeles, USA
Mit 5 Abbildungen 464

K 624.137.4 : 624.152.634

Dipl.-Ing. S. von Spieß, Dortmund:

Vorschlag zur Verankerung von Spundwänden bei schlechtem Baugrund. Mit 3 Abbildungen 466

Kurze Technische Berichte

K 627.826 (282.245.12) (047.6)

Der Bau der Gewölbestaumauer von Speccheri

Mit 9 Abbildungen 467

K 697.85.012.45 : 693.5 „324“ : 624.148.7

Stützen im Winter. Mit 5 Abbildungen 472

(Fortsetzung umseitig)

Das Inhalts- und Sachverzeichnis für den 36. Jahrgang (1961) befindet sich in der Mitte dieses Heftes, zwischen den Seiten 462/463

DK 624.194 (282.271.1) (047.6)

Der Unterwassertunnel von Deas Island

Mit 9 Abbildungen

DK 69.057 : 666.977.252.2 (047.6)

Vorgefertigte Hochhausdecken im Aufzug

Mit 2 Abbildungen

DK 69.057.5/.6 : 69.059.38 : 624.21 (048.1)

Zweigeschossige Rüstungen bei einer Brückenverbreiterung. Mit 1 Abbildung

DK 625.72 : 629.113 (047.6)

Die Beziehungen zwischen den Entwicklungen der Kraftfahrzeuge und der Gestaltung der Straßen

DK 624.157.385 (048.1)

Teleskopschwimmkästen als Gründungskörper

Mit 3 Abbildungen

DK 624.072.2 : 624.012.46 : 624.078 (047.6)

Stahlbetonverbindungen von Spannbetonbauteilen

Mit 4 Abbildungen

Buchbesprechungen

Verschiedenes: Prof. Dr.-Ing. Eugen Doeinck 75 Jahre alt, S. 484 — Bericht über die Forschungstagung „Scherfestigkeit bindiger Böden“, S. 484 — Hydraulik-Tagung Paris 1962, S. 484 — Stahlbau-Tagung 1962, S. 484 — Grundbau-Tagung 1962, S. 484 — VI. Weltkraftkonferenz 1962 in Melbourne, S. 484

Einführung in die Festigkeitslehre für Studierende des Bauwesens

Von Dr. phil., Dr. techn. FRITZ CHMELKA,

a. o. Professor, Technische Hochschule in Wien,

und Dipl.-Ing., Dr. techn. ERNST MELAN,

o. Professor an der Technischen Hochschule in Wien

Vierte, umgearbeitete und ergänzte Auflage

Mit 240 Textabbildungen.

VIII, 369 Seiten Gr.-8°. 1960.

Steif geheftet DM 32,—

SPRINGER-VERLAG · WIEN

Rahmenknickung bei elastischer Einspannung im Baugrund*

Von Dr.-Ing. Dietmar Augustin, München

DK 624.072.33 : 624.075.2.04

1. Einleitung

Häufig findet man bei Rahmen eine steife Verbindung zwischen Rahmenstiel und Fundament. Im Stahlbetonbau werden oft auch Stützen, die mit Fußgelenk gerechnet wurden, monolithisch mit dem Fundament verbunden. In diesen Fällen erhalten wir eine elastische Einspannung der Stützenfüße, die von der Elastizität des Baugrunds abhängt. Es soll nun gezeigt werden, welchen Einfluß diese elastische Einspannung auf die Stabilität ebener, freistehender Rechteckrahmen hat und wie man aus den genauen Knicktormeln praktische Näherungen ableiten kann, die sowohl für Stahl- als auch für Stahlbetonrahmen gelten.

2. Ermittlung der elastischen Einspannung

Das Fundament wird durch eine Normalkraft und ein Moment beansprucht. Die Normalkraft soll so groß sein, daß die Zugspannungen aus dem Moment überdrückt werden; der Einfluß der Normalkräfte soll nicht weiter verfolgt werden¹, sondern nur die Verdrehung des Fundaments durch das Moment. Gesucht ist die Federkonstante K der Einspannung, d. i. das Moment, das die Verdrehung $\varphi = 1$ des Einspannquerschnitts hervorruft. (Die Einspannung $K = 0$ bedeutet gelenkige Lagerung, $K = \infty$ starre Einspannung.)

Beim Bettungszifferverfahren ergibt sich die elastische Einspannung $K = C_b a^3 b / 12$, wobei a und b die Fundamentabmessungen sind. C_b ist die Bettungsziffer, die z. B. nach Terzaghi [1] bestimmt werden kann. Beim Bettungszifferverfahren sind die Setzungen den angreifenden Lasten direkt proportional, so daß es am Rand des Belastungsbereichs zu einem Sprung in der Bodenoberfläche kommt, was nicht mit den Versuchsergebnissen übereinstimmt. Man muß also immer beachten, daß das Bettungszifferverfahren ein einfaches Rechenverfahren darstellt, das aber keineswegs das tatsächliche Verhalten des Bodens beschreibt. Unter verschiedenen Annahmen für den Baugrund wurde die elastische Einspannung sowohl mit dem Bettungszifferverfahren als auch nach der Theorie des elastisch isotropen Halbraums berechnet. Es zeigte sich dabei, daß zwischen den beiden Berechnungsweisen keine Übereinstimmung herrscht. Es erscheint daher nicht angebracht, die Einspannung mit Hilfe des Bettungszifferverfahrens zu berechnen, sondern ausschließlich mit dem elastischen Halbraum.

Nach der Theorie des elastisch-isotropen Halbraums wird der Baugrund durch ein elastisch-isotropes Medium ersetzt, das den Halbraum erfüllt. Die elastischen Eigenschaften werden dann durch zwei Konstanten, den E-Modul und die Querdehnungszahl m beschrieben. Die Setzungsberechnung ausmittigt belasteter Fundamente auf dem Halbraum hat R. Jelinek [2] angegeben und für wichtige Fälle in Diagrammen ausgewertet.

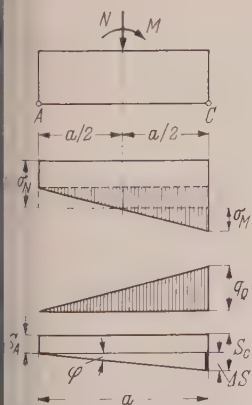
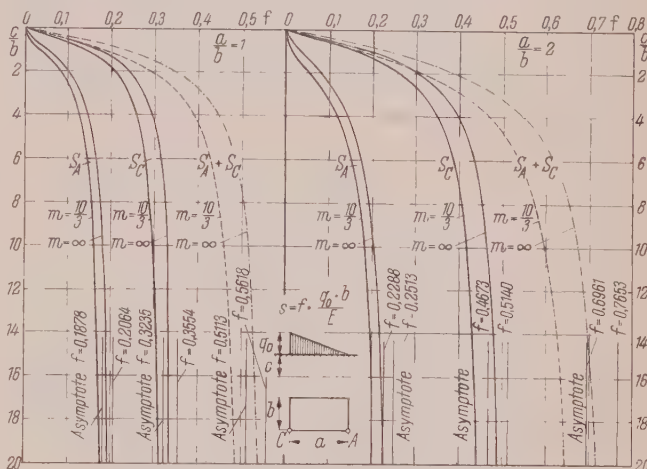


Abb. 1 Verdrehung eines Fundaments.

Für die Verdrehung eines Fundaments unter einem Moment kann man ableiten (Abb. 1): $q_0 = 2 \sigma_M = 2 M / W = 12 M / b a^2$. Die Setzung eines Randpunktes beträgt $s = b q_0 f / E = 12 M f / E a^2$, wobei der Setzungsfaktor f für die Fundamentabmessungen $a/b = 1$ und $a/b = 2$ dem von Jelinek gebrachten Diagramm entnommen werden kann (Abb. 2). Für andere Fundamentabmessungen berechnet man sich die Setzungen aus den von Jelinek gezeigten Spannungsdiagrammen, wobei man sich auf eine Tiefe $c = 5 b$ beschränken kann, da tiefere Bodenschichten keinen Einfluß auf die Verdrehung mehr haben. Für die Setzungsdifferenz der beiden Randpunkte A und C erhält man $\Delta s = 12 \cdot M \cdot \Delta f / E a^3$ und damit die Schiefstellung des Fundaments $\varphi = \Delta s / a = 12 M \Delta f / E a^3$. Daraus ergibt sich das Moment und für die Verdrehung $\varphi = 1$ die elastische Einspannung $K = a^3 E / 12 \Delta f$.


Abb. 2. Setzungsfaktor f nach Jelinek [2].

Der in der Gleichung vorkommende Elastizitätsmodul des Baugrunds ist keine Konstante, aber für einen kleinen Druckbereich kann man E konstant annehmen. Wenn anstatt mit dem E-Modul mit der Steifesziffer S gerechnet wird, muß man dem Setzungsdiagramm den Faktor f für eine Querdehnungszahl $m = \infty$ entnehmen.

Die Größe der elastischen Einspannung soll an einem Beispiel gezeigt werden: Fundamentabmessung $a = b = 1$ m, Schichtdicke $c = 6 b$, $m = \infty$. Aus dem Diagramm von Jelinek ergibt sich $\Delta f = 0,151$ und damit die elastische Einspannung $K = a^3 S / 1,81$. Aus Schleicher [3] werden für verschiedene Bodenarten die Steifeziffern entnommen und damit die elastische Einspannung K ermittelt. Der Wert K wird auf die dimensionslose Größe K' zurückgeführt, wobei $K' = K h / E J$ als „Einspanngrad“ bezeichnet werden soll. E , J und h sind die Größen für den an das betreffende Fundament anschließenden Rahmenstiel. Es werden zwei Querschnitte aus Stahlbeton B 225 mit $E = 270\,000 \text{ kg/cm}^2$ ausgewählt: Querschnitt I, 20/20 cm, $h = 4$ m, $EJ/h = 90 \text{ tm}$ und Querschnitt II mit 40/25 cm

Tabelle 1.

Boden	Kies	Sand		Ton			
		scharf-rundkörnig		hart	halb-fest	steif	weich
Lagerung		locker					
$S \text{ (kg/cm}^2\text{)}$	1000	600	150	400	100	50	20
$K \text{ (tm)}$	5550	3320	830	2210	550	280	110
K_I	62	37	9,2	25	6,1	3,1	1,2
K_{II}	8,4	5,0	1,2	3,3	0,83	0,42	0,17

* Auszug aus einer von der T. H. München genehmigten Dissertation; Referenten Prof. Dr. Habel und Prof. Dr. Jelinek.

¹ Was bei gleichen Bodensteifigkeiten, Fundamentabmessungen und Stielbelastungen sogar exakt ist.

und $h = 6 \text{ m}$, ergibt $EJ/h = 665 \text{ tm}$. In Tabelle 1 sind die Werte K , K_I für Querschnitt I und K_{II} für Querschnitt II für das angegebene Fundament zusammengestellt.

Man sieht, daß die Einspanngrade K' von 0,17 bis 62 reichen können, also praktisch von gelenkiger Lagerung ($K' = 0$) bis zur Starreinspannung ($K' = \infty$), wie sich aus der Stabilitätsuntersuchung ergibt.

3. Grundlagen der Knickberechnung

Es werden Rahmen nach der klassischen Stabilitätstheorie untersucht, nach der die vorhandene Belastung durch Knotenlasten ersetzt wird, so daß im vorkritischen Zustand keine Biegemomente auftreten. Steigert man diese Ersatzlast mit einem Faktor ν , so ist bei der Laststufe $\nu = \nu_K$ neben der unverformten Figur noch eine Gleichgewichtsfigur mit infinitesimal kleinen Ausbiegungen möglich. Aus dieser Verzweigungslast werden die Knicklängen der Rahmenstiele für das Ausknicken in der Rahmenebene ermittelt. In der Querrichtung sollen die Rahmen ausgesteift sein. Es wird vorausgesetzt, daß die Rahmen aus axial undeformbaren Stäben bestehen, was zu zutreffenden Ergebnissen führt, wenn die Querschnittsabmessungen der Stäbe sehr klein im Verhältnis zur Stablänge sind [4]. Voraussetzung ist weiter, daß die Querschnitte und die Längskräfte abschnittsweise konstant sind und daß die Lasten ihre Richtung während des Ausknickens beibehalten. Dazu kommt noch die Annahme ideal gerader Stäbe, mittiger Krafteintragung und eines homogenen, ideal-elastischen Werkstoffes.

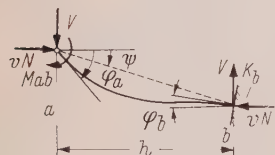


Abb. 3. Längsbelasteter, elastisch eingespannter Stab.

$D_K =$

$$A_1 + A_2 + B_2 - 2 \frac{(A_1 + B_1)^2}{(A_1 + B_1) - \nu N h}$$

$$B_1 - \frac{(A_1 + B_1)^2}{2(A_1 + B_1) - \nu N h}$$

$$B_1 - \frac{(A_1 + B_1)^2}{2(A_1 + B_1) - \nu N h}$$

$$A_1 + K - \frac{(A_1 + B_1)^2}{2(A_1 + B_1) - \nu N h}$$

Die Annahme eines Hookeschen Idealbaustoffes mit konstantem E-Modul ist für die Berechnung der Knicklängen sowohl bei Stahl- als auch bei Stahlbetonrahmen zulässig, wie Habel [5] durch Zahlenbeispiele und theoretische Überlegung nachgewiesen hat, da man damit auf der sicheren Seite bleibt.

Bei Rahmen treten im allgemeinen auch Riegelnormalkräfte auf, die jedoch vernachlässigt werden können, solange die Riegel im Verhältnis zum Stiel nicht zu schlank sind, wie Habel [6] gezeigt hat. Die Aufstellung der Knickbedingungen erfolgt mit dem Drehwinkel- und dem Cross-Verfahren nach der Theorie 2. Ordnung, wie es ausführlich von Chwalla [4], [7] gezeigt wurde, und wird hier als bekannt vorausgesetzt. So besteht z. B. bei einem elastisch verformten, von Knoten (a) zum Knoten (b) reichenden Stab, der bei (b) elastisch mit der Drehfederkonstanten K eingespannt ist, folgender Zusammenhang (Abb. 3):

$$M_{ab} = \left(A - \frac{B^2}{A + K_b} \right) \varphi_a - (A + K) \left(1 - \frac{B}{A + K_b} \right) \psi,$$

$$\text{und } M_{ba} = K_b \frac{B \varphi_a - (A + B) \psi}{A + K_b}$$

und die Querkraft

$$V = \nu N \psi + \frac{1}{h} \left[\frac{(A + B)(A - B + K_b)}{A + K_b} \varphi_a - \frac{(A + B)(A - B + 2K_b)}{A + K_b} \psi \right].$$

Die elastische Einspannung K ist das Moment, das die Verdrehung $\varphi_b = 1$ hervorruft. Für $K = \infty$ erhalten wir den Fall Starreinspannung, für $K = 0$ gelenkige Lagerung, wobei sich mit der Beziehung $C = (A^2 - B^2)/A$ $M_{ab} = C \varphi_a - C \psi$ ergibt. Die vorkommenden Werte A , B und C haben die Dimension von Momenten und können folgendermaßen ausgedrückt werden: $A = A' EJ/h$, $B = B' EJ/h$

und $C = C' EJ/h$. Die Größen A' , B' und C' ergeben sich aus der Integration der Differentialgleichung für die Biegelinie des Stabes mit Normalkraft nach der Theorie 2. Ordnung als transzendente Funktionen der Stabkennzahl $\varepsilon = h \sqrt{\nu N/EJ}$. In den Hilfstafeln [7] sind die Zahlen A' , B' und C' in Abhängigkeit von ε tabelliert. Für die Knickbedingung werden die Knoten- und Stockwerkgleichung aufgestellt, die alle linear und homogen sind, und die das vorkommenden Stabdrehwinkel durch die Knotendrehwinkel ausgedrückt. Die Knickbedingung lautet: die Koeffizientendeterminante $D_K = 0$, wobei die Determinante so viele Zeilen aufweist, wie unbekannte Knotendrehwinkel vorkommen. Es werden hier nur freistehende Rahmen untersucht, bei denen die niedrigste Knicklast bekanntlich mit einem Ausweichen der Knoten verbunden ist. Bei wohl in System und Last symmetrischen Rahmen kann man sich für die Knickuntersuchung als antisymmetrischen Lastfall auf das halbe Tragwerk beschränken und hat damit eine kleinere Knickdeterminante. Da die in den Gleichungen vorkommenden Hilfstwerte A' , B' und C' trigonometrische Funktionen sind, ergibt auch diese Teilknickbedingung noch ∞ -viele Lösungen, von denen jedoch nur die erste von Interesse ist, da sie die größte Knicklänge bringt.

4. Der eingeschossige, symmetrische Einfeldrahmen

Der Rahmen ist nach Abb. 4 symmetrisch gebaut und symmetrisch belastet. Auch die Fuß einspannung K ist an beiden Stielen gleich. Die Knickbedingung lautet

Wenn man die Werte A und B auf die transzendenten Funktionen zurückführt, kann man die Gleichung vereinfachen in

$$(a + K') \varepsilon \cos \varepsilon - \varepsilon^2 \sin \varepsilon + a K' \sin \varepsilon = 0.$$

Dabei ist $K' = K/EJ/h$ und $a = (A_2 + B_2)/EJ/h$ oder unter Vernachlässigung der Riegelnormalkraft $a = 6 J_0 h/J b$. Auch die Sonderfälle der Einspannung sind in der Knickbedingung enthalten, z. B. für den Zweigelenrahmen ist $K' = 0$ und $a \varepsilon \cos \varepsilon - \varepsilon^2 \sin \varepsilon = 0$, woraus sich die bekannte Knickbedingung des Zweigelenrahmens ergibt:

$$\frac{1}{a} = \frac{J b}{6 J_0 h} \operatorname{ctg} \varepsilon$$

Für den Sonderfall Starreinspannung $K' = \infty$ bekommt man $\varepsilon \cos \varepsilon + a \sin \varepsilon = 0$ oder die Knickbedingung

$$\frac{1}{a} = \frac{J b}{6 J_0 h} \operatorname{tg} \varepsilon$$

Die Gl. (1) müßte man durch Probieren auflösen, bis man für ein bestimmtes ε zum erstenmal die Nullstelle der Knickbedingung erhält. Zur Vereinfachung sind die Lösungen einer Lösungskurve aufgetragen (Abb. 5), aus der man unmittelbar ablesen kann. In Abb. 6 ist der Knicklängsfaktor $\beta = \pi/\varepsilon$ angegeben, der mit $h_K = \beta h$ die Knicklänge liefert. Man kann daraus für einen gegebenen Rahmen mit den Abmessungen $J b/6 J_0 h$ sofort die Knicklänge entnehmen. Man sieht aus den Diagrammen, daß schon eine kleine Einspannung die Knicklänge stark beeinflusst. So ist z. B. für den Rahmen mit $J_0 = 2 J$ und $b = 2,4$ also $1/a = J b/6 J_0 h = 0,2$ bei gelenkiger Lagerung ($K' = 0$) $\beta = 2,39$, bei einer Einspannung $K' = 0,5$ $\beta = 1,99$. Die Knicklänge h_K ist also bei einer Einspannung

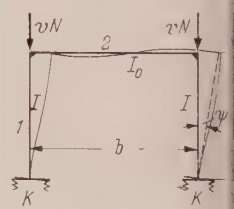


Abb. 4. Elastisch eingespannter Einfeldrahmen.

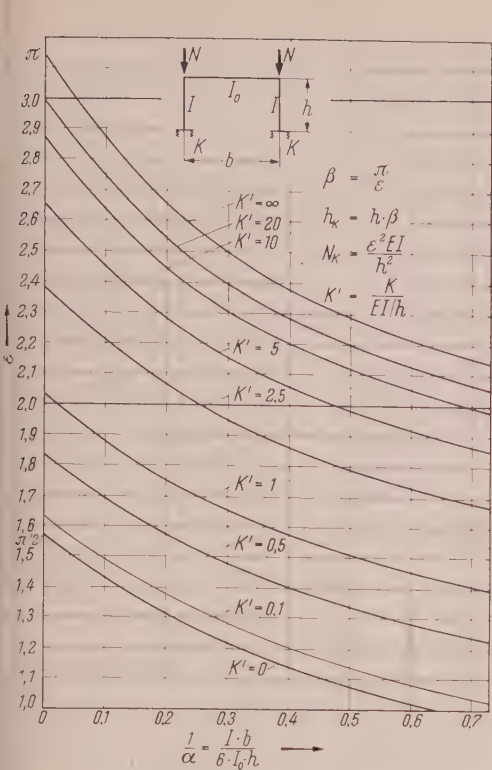


Abb. 5. Lösungskurve für ε-Werte.

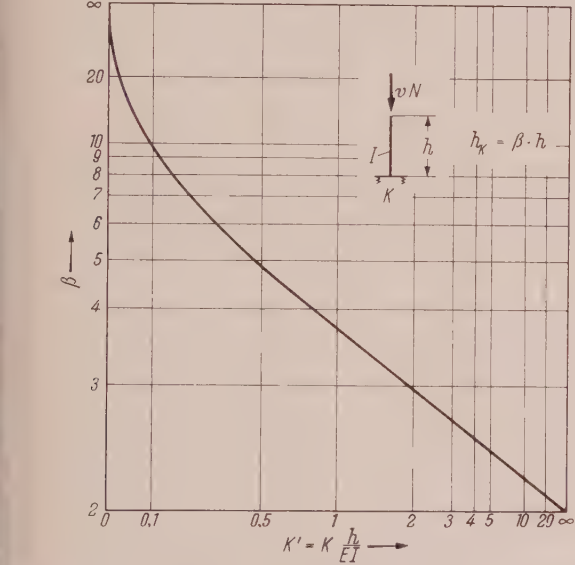


Abb. 8. Knicklängenfaktor ε in Abhängigkeit von der Einspannung. Bei K' = 0,5 um 17 % kleiner als beim Rahmen mit Fußgelenken. Bei Starreinspannung (K' = ∞) ist β = 1,18, bei einer Einspannung K' = 20 ist β = 1,23, d. h. die Knicklänge ist nur um ~ 4 % größer.

5. Freistehende, elastisch eingespannte Säule
Aus der Knickbedingung für den elastisch eingespannten Rahmen (Gl. 1) kann man sich den Fall der unten elastisch eingespannten Säule nach Abb. 7 ableiten, wenn man das Riegelträgheitsmoment $J_0 = 0$ setzt. Wegen $J_0 = 0$ ist mit $\alpha = 6 J_0 h / J b$ auch $\alpha = 0$. Damit lautet die Knickbedingung

$$K' \varepsilon \cos \varepsilon - \varepsilon^2 \sin \varepsilon = 0 \text{ oder } K' = \varepsilon \operatorname{tg} \varepsilon. \quad (2)$$

In Abb. 8 sind die Knicklängen in Abhängigkeit von der elastischen Einspannung aufgetragen. Wenig beachtet wird oft, daß für freistehende Säulen nur der Grenzfall der Starreinspannung eine Knicklänge $h_K = 2 h$ geben würde, für praktisch vorkommende Werte der Einspannung jedoch die Knicklänge $h_K = 2,5$ bis $3 h$ sein kann, wie man aus dem gezeichneten Diagramm sieht.

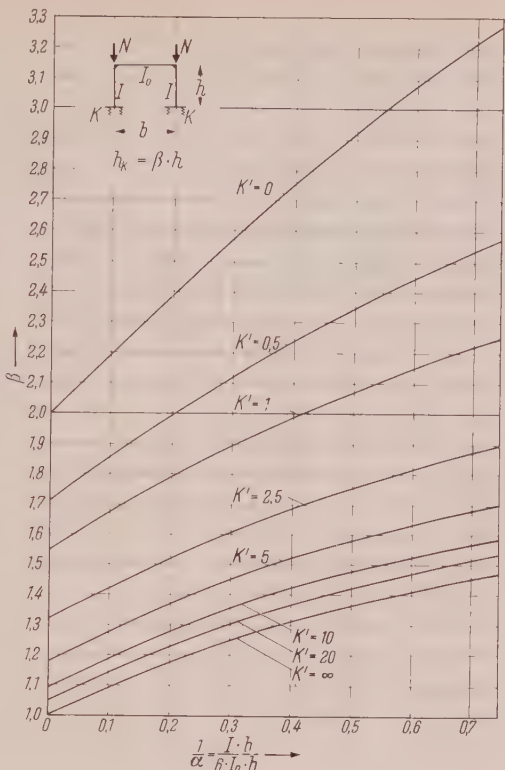


Abb. 6. Knicklängenfaktor β.

6. Einfeldrahmen, Fundamente auf unterschiedlichem Baugrund

Bei einem symmetrisch gebauten und symmetrisch belasteten Rahmen sei das linke Widerlager auf einem besseren Baugrund gegründet als das rechte, so daß unterschiedliche elastische Einspannungen K_1 und K_2 auftreten (Abb. 9). Als Grenzfall dieser Lagerverhältnisse erhalten wir $K_1 = \infty$ (Starreinspannung) und $K_2 = 0$ (Fußgelenk). Ungleiche Setzungen der Widerlager sollen hier nicht berücksichtigt werden. Die Knickbedingung lautet:

$$[(A_1 + A_2) \gamma - (A_1 + B_1)^2] [(C_1 + A_2) \gamma - C_1^2] - [B_2 - C_1 (A_1 + B_1)]^2 = 0 \quad (3)$$

wobei $\gamma = 2(A_1 + B_1) + C_1 - 2 \nu N h$ ist.

Für ∞ steife Riegel ($1/\alpha = 0$) muß $\gamma = 0$ sein, daraus erhält man aus den Hilfstafeln $\varepsilon = 2,47$ oder $\beta = \pi/\varepsilon = 1,27$, also eine Knicklänge, die näher an der des eingespannten Rahmens ($\beta = 1,0$) als an der des Zweigelenkrahmens ($\beta = 2,0$) liegt.

Aus der Knickbedingung (3) wird das ε, das die Nullstelle ergibt, für verschiedene Rahmenabmessungen $1/\alpha$ berechnet und in einer Lösungskurve aufgetragen (Abb. 10). Als weitere Kurve ist in diesem Diagramm noch

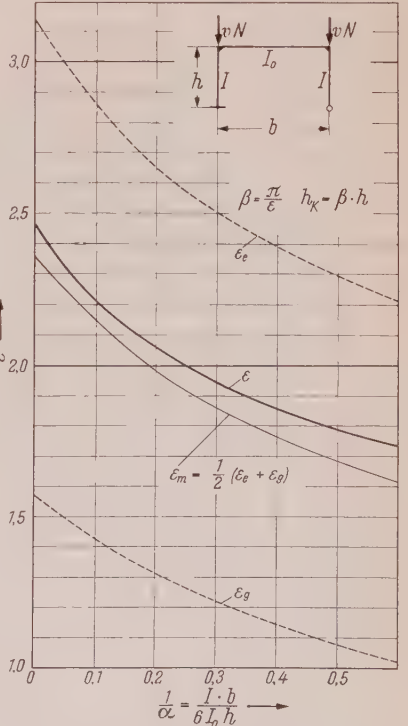


Abb. 10. ε-Werte für Rahmen mit $K_1 = \infty$ und $K_2 = 0$.

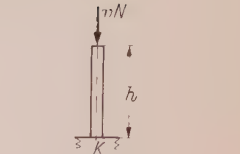


Abb. 7. Elastisch eingespannte Kragstütze.

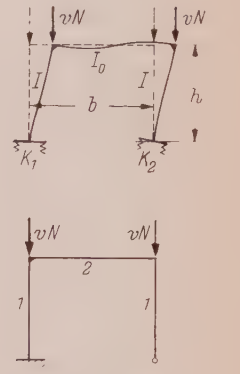


Abb. 9. Einfeldrahmen mit unterschiedlichen Einspannungen K_1 und K_2 .

$\varepsilon_m = (\varepsilon_e + \varepsilon_g)/2$ eingezeichnet. ε_e ist dabei das ε für den beiderseits starr eingespannten Rahmen, ε_g das für den Zweigelenrahmen (aus Abb. 5). Man sieht, daß die beiden Werte ε_m und ε in grober Näherung übereinstimmen. Man kann daraus folgenden Weg zur Berechnung eines Rahmens mit beliebiger Einspannung K_1 und K_2 ableiten: 1. Man untersucht einen symmetrischen Rahmen mit der beiderseitigen Einspannung K_1 und ermittelt damit ε_1 (aus Abb. 5). 2. Für einen Rahmen mit der Einspannung K_2 sucht man ε_2 . 3. Die mittlere Stabkennzahl $\varepsilon_m = (\varepsilon_1 + \varepsilon_2)/2$ ist näherungsweise so groß wie die nach der strengen Lösung gefundene Stabkennzahl. 4. Aus ε_m berechnet man die Knicklänge $h_K = \beta h$, mit $\beta = \pi/\varepsilon$.

Mit den Einspanngraden $K'_1 = 10$ und $K'_2 = 1$ wurde die strenge Lösung berechnet und mit ε_m verglichen, wobei sich zeigte, daß die Abweichungen kleiner sind als beim Extremfall, wie er in Abb. 10 dargestellt ist. Zu einem völlig falschen Ergebnis würde man jedoch kommen, wenn man sich aus den beiden Einspanngraden eine mittlere Einspannung $K'_m = (K'_1 + K'_2)/2$ für beide Fundamente errechnet und daraus ein ε ermittelt.

7. Einfluß der Fundamente auf die Knicklänge

Die Stabilitätsuntersuchung wurde in den vorhergehenden Abschnitten so durchgeführt, als ob der Rahmenstiel unmittelbar im Baugrund eingespannt wäre; als Drehachse wurde also die Mitte der Fundamentoberkante angenommen, während in Wirklichkeit der Drehpol an der Unterseite des Fundaments liegt (Abb. 11). Es soll jetzt untersucht werden, wie weit die berechneten Knicklängen von der genauen Lösung abweichen. Vorausgesetzt wird, daß das Fundamentträgheitsmoment J_F bedeutend größer als das Trägheitsmoment J des Rahmenstiels sein soll, was in der Praxis meist erfüllt ist, so daß man $J_F = \infty$ setzen kann. Mit den Bezeichnungen nach Abb. 12 lautet die Knickbedingung näherungsweise:

$$\left[A_1 + A_2 + B_2 - \frac{(A_1 + B_1)^2}{2(A_1 + B_1) - \nu N h} \right] \cdot \left[A_1 + K - \nu N h_F - \frac{(A_1 + B_1)^2}{2(A_1 + B_1) - \nu N h} \right] - \left[B_1 - \frac{(A_1 + B_1)^2}{2(A_1 + B_1) - \nu N h} \right]^2 = 0. \tag{4}$$

Für eine Rahmenabmessung $1/a = J b/6 J_0 h = 0,1$ und für verschiedene Einspannungen K und unterschiedliche Fundamenthöhen h_F wird diese Knickbedingung ausgewertet. Dazu wird ein ε geschätzt, mit den Hilfstafeln die Werte A_1 und B_1 berechnet und die Gleichung aufgelöst. Ergibt sich ein positiver Wert, so wird ε vergrößert, bis zum erstenmal die Nullstelle der Gleichung erreicht wird. Aus diesem ε bekommt man die Knicklänge aus $\beta = \pi/\varepsilon$.

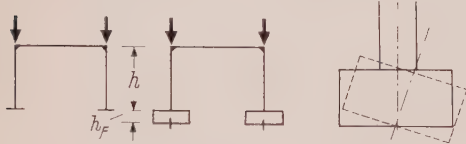


Abb. 11. Berücksichtigung der Fundamentverdrehungen.

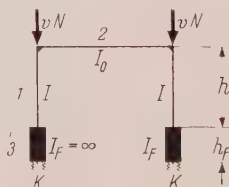


Abb. 12. Rahmen mit Fundamenten.

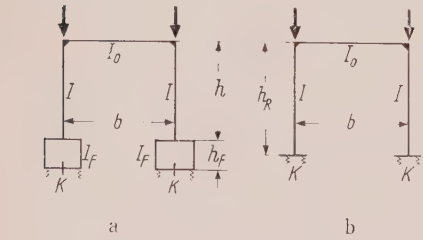


Abb. 14. Rahmen mit einer Ersatzhöhe h_R .

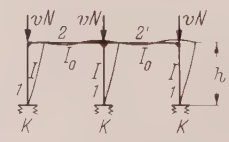


Abb. 15. Symmetrischer Zweifeldrahmen.

Wenn man mit β den so gewonnenen genauen Knicklängenfaktor bezeichnet und mit β^* den ohne Berücksichtigung der Fundamente ermittelten (aus Abb. 6), so ist $\beta = f \cdot \beta^*$, wobei der Faktor f aus Abb. 13 in Abhängigkeit vom Einspanngrad K' und von der Fundamenthöhe h_F entnommen werden kann. Für die Rahmenabmessungen $1/a = 0,1$ hat sich folgendes ergeben: Man bestimmt für den Rahmen nach Abb. 14 a eine Ersatzhöhe $h_R = h(1 + h_F/h + K')/(1 + K')$ und entnimmt für den Rahmen mit dieser Ersatzhöhe (Abb. 14 b) die Knicklänge aus dem Diagramm Abb. 6. Man sieht, daß nur hohe Fundamente bei kleiner Einspannung im Baugrund die Knicklänge der Rahmenstiele beeinflussen, bei einer Einspannung $K' > 5$ dagegen kaum mehr eine Rolle spielen, für starrere Einspannung ($K' = \infty$) unter der Voraussetzung $J_F = \infty$ sogar überhaupt keine Änderung der Knicklängen geben. Mit diesen Erkenntnissen wird noch einmal der Fall ungleicher Fuß Einspannung für die beiden Stiele untersucht, und zwar wieder der Extremfall $K_1 = \infty$ und $K_2 = 0$. Für die Fundamenthöhe $h_F = 0,2 h$ zeigte sich, daß die in Abschnitt 6 angegebene Näherung mit β durchaus genügt.

8. Symmetrischer Zweifeldrahmen

Die Rahmenabmessungen und die Belastung sind in Abb. 15 angegeben. Alle Stiele sind gleich hoch, haben das Trägheitsmoment J , die Last νN und die Fuß Einspannung K und werden daher mit dem Index „1“ bezeichnet. Die Riegel mit dem Trägheitsmoment J_0 haben den Fuß steifer „2“. Die Knickbedingung für diesen Fall lautet:

$$\left[A_1 \frac{C_1 + K}{A_1 + K} + A_2 - 2\gamma \right] \cdot \left[A_1 \frac{C_1 + K}{A_1 + K} + 2A_2 - \gamma \right] - 2[B_2 - \gamma]^2 = 0$$

mit dem Hilfwert

$$\gamma = \frac{\left[\frac{(A_1 + B_1)(A_1 - B_1 + K)}{A_1 + K} \right]^2}{3 \left[\frac{(A_1 + B_1)(A_1 - B_1 + 2K)}{A_1 + K} - \nu N h \right]}$$

Für den Sonderfall Fußgelenk ($K = 0$) erhält man die Knickbedingung:

$$(C_1 + A_2 - 2\gamma)(C_1 + 2A_2 - \gamma) - 2(B_2 - \gamma)^2 = 0 \text{ mit } \gamma = \frac{C_1^2}{3(C_1 - \nu N h)}$$

und für den Fall starrer Einspannung ($K = \infty$):

$$(A_1 + A_2 - 2\gamma)(A_1 + 2A_2 - \gamma) - 2(B_2 - \gamma)^2 = 0 \text{ mit } \gamma = \frac{(A_1 + B_1)^2}{3[2(A_1 + B_1) - \nu N h]}$$

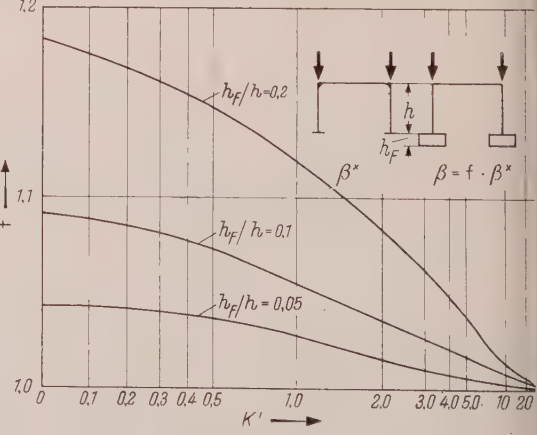


Abb. 13. Vergrößerung der Knicklängen in Abhängigkeit von der Fundamenthöhe und der Einspannung im Baugrund.

Aus diesen Knickbedingungen wurde für einige Steifigkeiten $1/a$ die niedrigste Stabkennzahl ε ausgerechnet und in den Lösungskurven im Abschnitt 10 angegeben.

9. Rahmen mit ∞ -vielen Feldern

Als Grenzfall wird der Rahmen mit ∞ -vielen Feldern untersucht, bei dem alle Stiele (J , h , νN und K) und alle Riegel (J_0 , b) gleich sind (Abb. 16). Die Ableitung der Knickbedingung wird für ein beliebiges Innenfeld vorgenommen, wobei vorausgesetzt wird, daß die Störung von den Endfeldern keine Rolle mehr spielt, d. h. daß alle betrachteten Knoten- und Stabdrehwinkel gleich groß sind. Sie lautet:

$$A_1 \frac{C_1 + K}{A_1 + K} + 2(A_2 + B_2) - \gamma = 0.$$

(6)

mit dem Hilfwert

$$\gamma = \frac{\left[\frac{(A_1 + B_1)(A_1 - B_1 + K)}{A_1 + K} \right]^2}{\frac{(A_1 + B)(A_1 - B_1 + 2K)}{A_1 + K}} - \nu N h$$

Für den Sonderfall gelenkige Lagerung ($K = 0$) kann man die Knickbedingung (6) umformen in

$$[C_1 - \nu N h][C_1 + 2(A_2 + B_2)] - C_1^2 = 0$$

und durch Einsetzen der transzendenten Funktionen erhalten:

$$\frac{1}{a} = -\frac{Jb}{6J_0h} = -\frac{2 \operatorname{ctg} \varepsilon}{\varepsilon}. \quad (6a)$$

Diese Knickbedingung kann man auch direkt aus der des Zweigelenkrahmens ableiten, wenn man den Rahmen auseinander-schneidet, so daß jeder Stiel das Trägheitsmoment $J/2$ hat (Abb. 17).

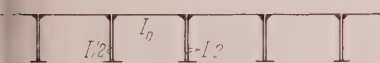


Abb. 17. Zerlegung in Einfeldrahmen.

Ebenso kann man sich für den anderen Sonderfall Starrspannung ($K = \infty$) die Knickbedingung vereinfachen zu

$$[A_1 + 2(A_2 + B_2)][2(A_1 + B_1) - \nu N h] - (A_1 + B_1)^2 = 0$$

und daraus

$$\frac{1}{a} = -\frac{Jb}{6J_0h} = -\frac{2 \operatorname{tg} \varepsilon}{\varepsilon}. \quad (6b)$$

Die Knicklänge des Rahmens mit ∞ -vielen Feldern ist also ebenso groß wie die des entsprechenden Einfeldrahmens mit dem halben Stielträgheitsmoment.

Die Auswertung dieser Knickbedingungen wird im Abschnitt 10 gezeigt.

10. Vergleich der behandelten einstöckigen Rahmen

In Abb. 18 sind die ε -Werte, die der Nullstelle der jeweiligen Knickbedingung entsprechen, für Rahmen mit einem Feld, mit 2 und mit ∞ -vielen gleichen Feldern aufgetragen. Für ∞ -steife Riegel ($1/a = 0$) ist die Knicklänge unabhängig von der Anzahl der Felder, je schlanker der Riegel im Verhältnis zum Stiel wird, desto größer wird mit steigender Felderzahl die Abweichung vom Einfeldrahmen. Die Knicklängen von Rahmen mit mehreren Feldern sind kleiner als beim Einfeldrahmen, doch liefert dieser eine gute Näherung. So ist z. B. bei einem Rahmen mit den Abmessungen $1/a = Jb/6J_0h = 0,2$ und einer elastischen Fußspannung $K' = 5$ bei einem Feld $\varepsilon = 2,28$, d. h. die Knicklänge ist $h_K = 1,38 h$. Bei zwei

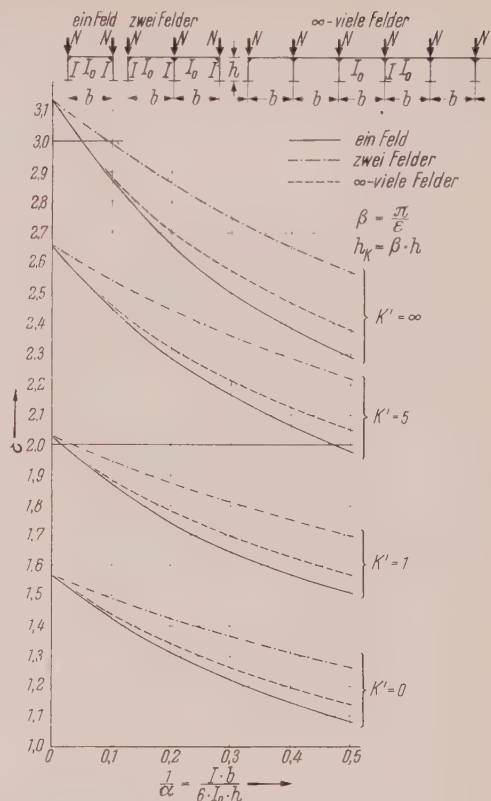


Abb. 18. Zusammenstellung der Lösungskurven für eingeschossige Rahmen.

Feldern ist $\varepsilon = 2,32$, $h_K = 1,35 h$, um 2 % kleiner, und bei dem theoretischen Grenzfall ∞ -viele Felder ist $\varepsilon = 2,44$ oder $h_K = 1,29 h$, um 6,5 % kleiner als die Knicklänge h_K beim Einfeldrahmen. Es genügt also bei der Stabilitätsuntersuchung von mehrfeldrigen Rahmen durchaus, die Knicklänge des Einfeldrahmens (aus Abb. 6) als ausreichend genaue Näherung zu nehmen.

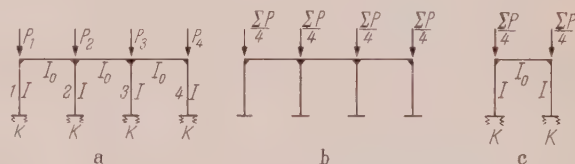


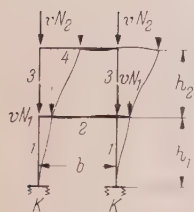
Abb. 19. Mehrfeldrahmen mit unterschiedlichen Stielbelastungen.

Diese Vereinfachung gilt natürlich nur, wenn die in der Voraussetzung getroffenen Annahmen erfüllt sind, wenn also alle Riegel gleich sind und alle Stiele gleiches Trägheitsmoment J und gleiche Belastung νN haben. Man kann das Ergebnis auch noch auf Rahmen nach Abb. 19a übertragen, bei denen alle Stiele das gleiche Trägheitsmoment, aber unterschiedliche Belastung haben. Es kann nämlich angenommen werden, daß die Summe der Knicklasten für einen Rahmen ungefähr konstant bleibt, unabhängig von der Lastverteilung [8]. Man ersetzt die gegebene Last durch die Belastung nach Abb. 19b, d. h. man verteilt $\Sigma P = P_1 + P_2 + P_3 + P_4$ gleichmäßig auf alle Stiele. Damit hat man den besprochenen Fall gleicher Lasten und kann daher die Knicklänge aus dem Einfeldrahmen bestimmen (Abb. 19c). Für diesen Einfeldrahmen kann man aus Abb. 5 ε entnehmen, damit berechnet man die Knicklast $N_K = \varepsilon^2 EJ/h^2$ und den Faktor $\nu_K = N_K/\Sigma P/4$. Dieser Wert ν_K gilt auch für den gesuchten Fall a), und die Knicklänge z. B. für den Stab 1 ergibt sich aus $\nu_K P_1 = \pi^2 EJ/h_K^2$ zu $h_{K1} = \pi \sqrt{EJ/\nu_K P_1}$. Somit kann man für einen Teil der vorkommenden mehrfeldrigen Rahmen die Knicklänge verhältnismäßig einfach bestimmen.

11. Zweistöckiger Einfeldrahmen

Vorausgesetzt wird, daß alle Knoten seitlich ausweichen können. Dann lautet die Knickbedingung mit den Bezeichnungen nach Abb. 20:

$$\left[A_1 \frac{C_1 + K}{A_1 + K} - \gamma_3 - \gamma_K + A_3 + A_2 + B_2 \right] [A_3 - \gamma_3 + A_4 + B_1] - [B_3 - \gamma_3]^2 = 0. \quad (7)$$

Abb. 20.
Zweistöckiger
Einfeldrahmen.

Dabei bedeuten die Hilfswerte

$$\gamma_3 = \frac{(A_3 + B_3)^2}{2(A_3 + B_3) - \nu N_2 h_2}$$

und

$$\gamma_K = \frac{\left[\frac{(A_1 + B_1)(A_1 - B_1 + K)}{A_1 + K} \right]^2}{(A_1 + B_1)(A_1 - B_1 + 2K)} - \nu h_1 (N_1 + N_2)$$

Für den Sonderfall Fußgelenke ergibt sich mit $K = 0$

$$(C_1 + A_3 - \gamma_3 - \gamma_g + A_2 + B_2)(A_3 - \gamma_3 + A_4 + B_4) - (B_3 - \gamma_3)^2 = 0. \quad (7a)$$

Es ist $\gamma_g = C_1^2 / [C_1 - \nu h_1 (N_1 + N_2)]$ und γ_3 wie oben angegeben. Für den Fall Starreinspannung erhält man

$$(A_1 + A_3 - \gamma_3 - \gamma_e + A_2 + B_2)(A_3 - \gamma_3 + A_4 + B_4) - (B_3 - \gamma_3)^2 = 0 \quad (7b)$$

mit

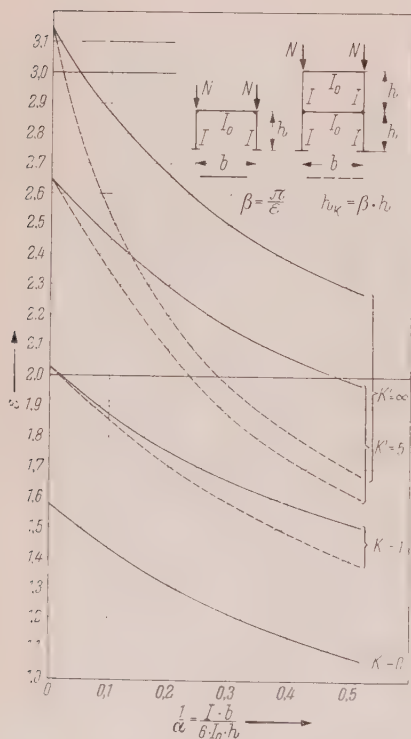
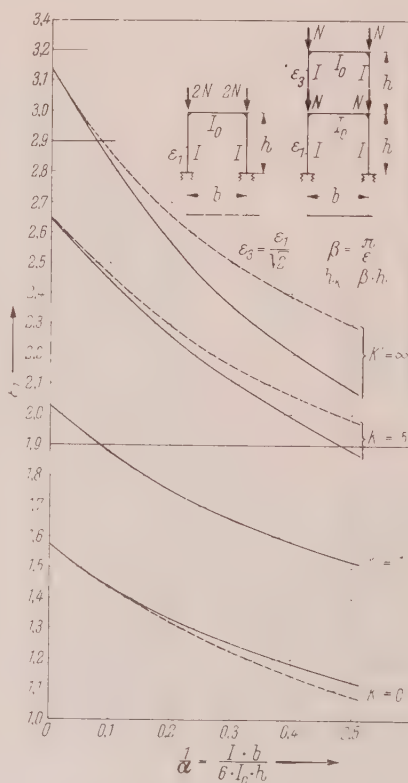
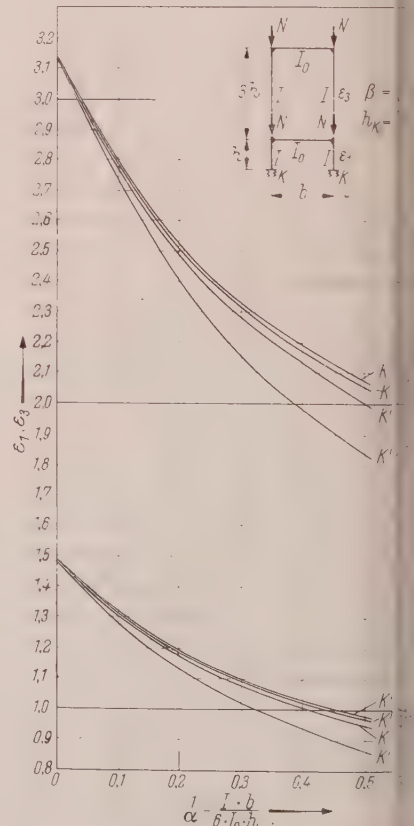
$$\gamma_e = \frac{(A_1 + B_1)^2}{2(A_1 - B_1) - \nu h_1 (N_1 + N_2)}$$

Diese Knickbedingung wird nun für einige Sonderfälle durch Probieren ausgewertet. Als erstes wird ein Rahmen mit gleich großen Stockwerkshöhen untersucht, bei dem nur die Lasten N_2 angreifen. Das Ergebnis ist in Abb. 21 zusammen mit den ε -Werten für den Einfeldrahmen aufgetragen. Bemerkenswert ist, daß bei gelenkiger Lagerung die Knicklänge und die Knicklast des Zweigeschoßrahmens genauso groß ist wie beim unteren Zweigeschoßrahmen allein. Als zweites wird mit der Knickbedingung (7) ein Rahmen mit gleichen Stockwerkshöhen untersucht, der in

jedem Stockwerk gleich große Lasten aufnimmt. Auch für diesen Fall sind die ε -Werte zusammen mit denen des unteren Rahmenteils allein in einem Diagramm (Abb. 22) eingezeichnet. Man sieht, daß die Knicklängen des Zweigeschoßrahmens näherungsweise so groß sind wie die des einstöckigen Rahmens. Das 3. Beispiel ist ein Rahmen, bei dem alle Lasten gleich sind, die Stockwerkshöhe des oberen Geschosses jedoch 3mal so groß ist wie die des unteren. Man erkennt, daß für die gegebene Rahmenabmessung der Einfluß der Fußlagerung nur unbedeutend ist (Abb. 23). Aus den beiden letzten Beispielen kann man folgendes ablesen: ist das obere Stockwerk niedrig, so wird die Knicklast im wesentlichen durch den unteren Rahmenteil bestimmt, d. h. sie hängt von der elastischen Einspannung ab. Ein Verstärken des oberen Stockwerks allein würde also die Knicklast nur geringfügig erhöhen. Ist dagegen die Stockwerkshöhe des oberen Geschosses bedeutend größer als die des unteren, so bestimmt der obere Rahmenteil maßgebend die Knicklast des Gesamtsystems nahezu unabhängig von der elastischen Einspannung im Baugrund.

Daraus kann man zur Abschätzung der Knicklänge folgende Näherung ableiten: Man zerlegt den zweistöckigen Rahmen in zwei eingeschossige, nimmt den unteren mit der gegebenen Einspannung K an, den oberen, der elastisch im unteren Rahmenteil eingespannt ist, näherungsweise mit der Starreinspannung oder besser mit einer Einspannung $K_{II} = a EJ/h_1$, wobei $a = 6 J_0 h_1 / J_1 b$ ist, entnimmt man die beiden Fälle ε aus Abb. 5 und berechnet damit die Knicklasten $N_K' = \varepsilon^2 EJ/h^2$. Dann bestimmt man den Bogenwert $\nu_{KI} = N_{KI} / (N_1 + N_2)$ bzw. $\nu_{KII} = N_{KII} / N_2$. Der kleinere davon ist annähernd das gesuchte ν_K für das Gesamtsystem. Daraus ergibt sich z. B. für den Stab 1 die Knicklänge $h_{KI} = \pi \sqrt{EJ / \nu_K (N_1 + N_2)}$. Für die Rahmenabmessung $1/a = Jb/6 J_0 h_1 = 0,1$ erhält man noch ganz brauchbare Näherungen, z. B. für eine Fuß einspannung $K = 5 EJ$ und verschiedenen Annahmen für die Höhe h_2 des oberen Rahmenteils (Abb. 24).

a) $h_2 = h_1$, aus dem unteren Rahmen allein: $h_{KI} = 1,28 h_1$, strenge Lösung $h_{KI} = 1,29 h_1$.

Abb. 21. Ergebnisse für Lasten
nur im oberen Stockwerk.Abb. 22. Ergebnisse für gleich große
Lasten in beiden Stockwerken.Abb. 23. Stockwerkshöhe $h_2 = 3 h_1$.

b) $h_2 = 1,5 h_1$: unterer Rahmen maßgebend, $h_{K1} = 1,28 h_1$, strenge Lösung $h_{K1} = 1,34 h_1$, also ein Fehler von 5 %.

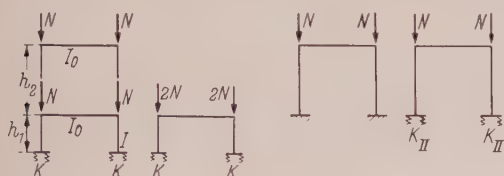


Abb. 24. Zerlegung des Zweigeschoßrahmens in Einfeldrahmen.

c) $h_2 = 2h_1$: der obere Stockwerkrahmen liefert die kleinste Knicklänge, und zwar unter der Annahme Starr-einspannung $h_{K1} = 1,49 h_1$ und mit der Einspannung $K_{II} = \alpha EJ/h_1 = 10 EJ/h_1 = 20 EJ/h_2$ ($K_{II} = 20$) eine Knicklänge $h_{K1} = 1,56 h_1$. Die genaue Lösung mit der Knickbedingung des Zweigeschoßrahmens ergibt $h_{K1} = 1,64 h_1$. Die Fehler betragen also im 1. Fall 9 %, im 2. mit der elastischen Einspannung 5 %. Man hat damit einen einfachen Weg, um die Knicklängen von solchen Zweigeschoßrahmen, die nicht in den Diagrammen enthalten sind, rasch abzuschätzen. Für eine Abmessung $1/\alpha \leq 0,1$, solange also die Riegel nicht zu schlank sind, erhält man noch ganz brauchbare Näherungen.

12. Zweigeschoßrahmen mit 2 Feldern

Anwendung des Cross-Verfahrens. Bei mehrfeldrigen, mehrgeschossigen Rahmen ist die Zahl der unbekannten Knotendrehwinkel oft schon so groß, daß das Aufsuchen der kleinsten Nullstelle einen sehr großen Rechenaufwand erfordert. Chwalla empfiehlt bei solchen Systemen das Cross-Verfahren, da man damit eine Determinante mit so vielen Reihen erhält, wie der Rahmen unbekannte Knotenverschiebungen hat. Beim seitlich nicht festgehaltenen Rahmen ist die Zahl der Knotenverschiebungen ebenso groß wie die Anzahl der Stockwerke.

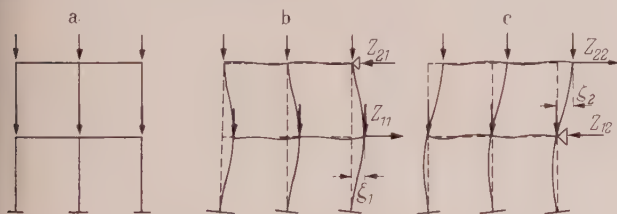


Abb. 25. Stabilitätsuntersuchung mit dem Cross-Verfahren.

Für den nach Abb. 25a mit den Normalkräften νN belasteten Rahmen berechnet man die für eine seitliche Verschiebung ζ_1 erforderliche Störkraft Z_{11} und die Festhalte-
kraft Z_{21} (Abb. 25b). Dann berechnet man für eine Verschiebung ζ_2 die Störkraft Z_{22} und die Festhalte-
kraft Z_{12} (Abb. 25c). Um gleichzeitig die Verschiebungen ζ_1 und ζ_2 zu erreichen, müssen die Kräfte $Z_I = Z_{11} \zeta_1 + Z_{12} \zeta_2$ und $Z_{II} = Z_{21} \zeta_1 + Z_{22} \zeta_2$ auftreten. Unter der Verzweigungs-
last $\nu_K N$ sind zum Erreichen der Verschiebungen ζ_1 und ζ_2 keine Störkräfte notwendig, d. h. $Z_I = Z_{II} = 0$. Da mit den gezeichneten Einzelverschiebungen ζ_1 und ζ_2 $Z_{12} = Z_{21}$ sein muß, lautet die Knickbedingung $Z_{11} Z_{22} - Z_{12}^2 = 0$. Der Rechengang für den mit den Kräften νN belasteten Rahmen ist folgender: für eine Verschiebung ζ_1 ermittelt man die Einspannmomente, wenn man sich die Stiele in den Riegeln starr eingespannt denkt, führt damit nach der Theorie 2. Ordnung einen Cross-Ausgleich durch, berechnet aus den erhaltenen Momenten die Endquerkräfte und daraus die Störkraft Z_{11} und die Festhalte-
kraft Z_{21} . Dann sucht man für ζ_2 die Kräfte Z_{22} und Z_{12} , wobei sich $Z_{12} = Z_{21}$ ergeben muß. Nun muß $Z_{11} Z_{22} - Z_{12}^2 = 0$ sein, ist der Ausdruck größer als 0, so muß der Faktor ν gesteigert werden, bis man unter $\nu = \nu_K$ zum erstenmal die Nullstelle erhält.

Die Größen für das Cross-Verfahren nach der Theorie 2. Ordnung sind von der Stabkennzahl $\varepsilon = h \sqrt{\nu N / EJ}$ abhängig, die elastische Einspannung wird durch den Wert K berücksichtigt. Die Volleinspannmomente lauten (Abb. 26):

$$\mathfrak{M}^v = - \frac{(A+B)(A-B+K)}{A+K} \psi$$

$$\text{und } \mathfrak{M}^u = - \frac{K(A+B)}{A+K}$$

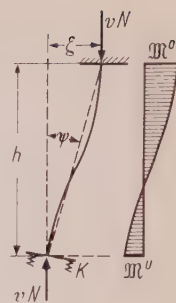


Abb. 26. Starreinspannmomente zum Cross-Verfahren.

(aus [7]). Die Sonderfälle gelenkige Lagerung ($K = 0$) und Starreinspannung ($K = \infty$) bzw. Theorie 1. Ordnung sind in den Formeln enthalten. Die Übertragungszahl c , nach der Theorie 1. Ordnung 0,5, ist $c = BK / (A(C + K))$, die Steifigkeit $s = A(C + K) / (A + K)$, die Verteilungszahl wie üblich $\mu = s / \Sigma s$, wobei Σs die Summe der Steifigkeiten aller am betreffenden Knoten angreifenden Stäbe ist.

Bei symmetrischen Rahmen kann man sich auf das halbe Tragwerk beschränken, wobei man für den Mittelstiel ein Trägheitsmoment $I/2$ annehmen muß (Abb. 27).

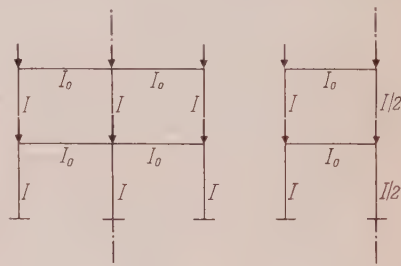


Abb. 27. Untersuchung des halben Tragwerks bei Berücksichtigung der Symmetrie.

Für einen Rahmen mit gleichen Stockwerkshöhen und gleich großen Lasten wurde für verschiedene Einspanngrade die Stabkennzahl ε unter der Verzweigungslast berechnet und in Abb. 28 zusammen mit den Werten der zweigeschoßigen Rahmen mit einem Feld und mit ∞ -vielen Feldern aufgetragen.

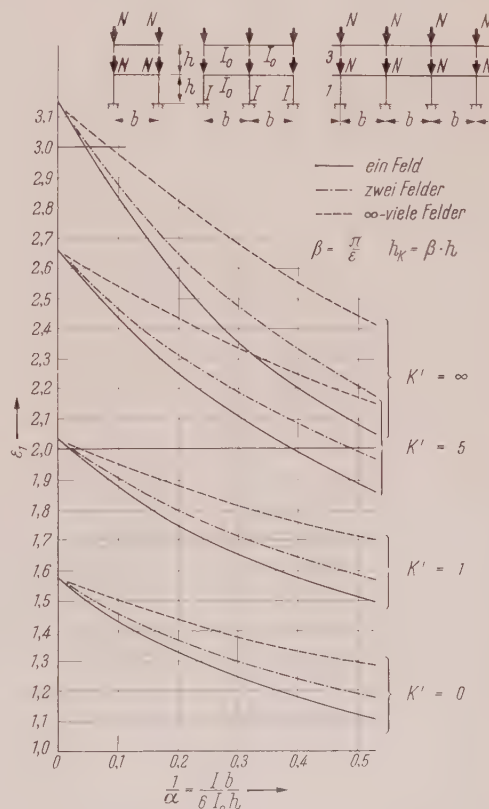


Abb. 28. Zusammenstellung der Ergebnisse zweistöckiger Rahmen.

(Fortsetzung und Schluß aus Heft 11, S. 409)

Im Kämpfer des Meßquerschnittes 3 stimmt der Temperaturverlauf mit dem des Scheitels überein, das Betondehnungsdiagramm im Kämpfer ist ähnlich dem des Scheitels mit etwas größeren Dehnungen, während die Eisenkraft im Kämpfer nach der Füllung der Spirale weitaus

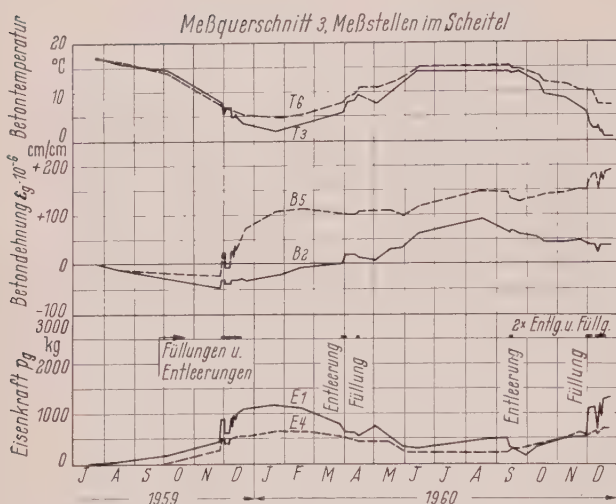
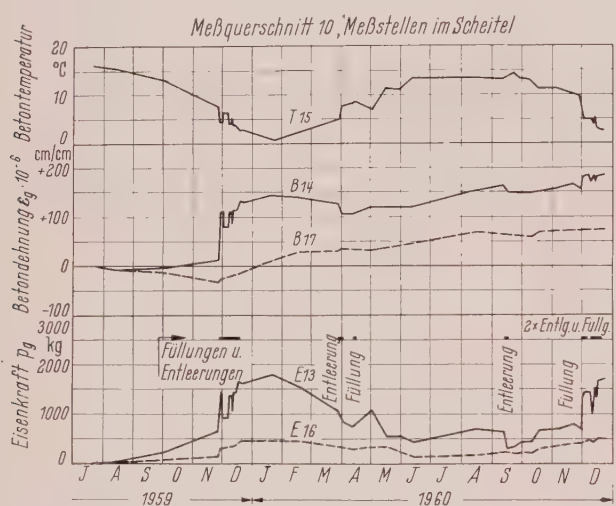


Abb. 25a. Meßergebnisse der zweiten Meßperiode (ab 21. 7. 1959).

Abb. 25b. ε_g = gemessene Dehnung; P_g = gemessene Eisenkraft.

mehr anstieg als im Scheitel und einen Maximalwert von 2700 kg bzw. 510 kg/cm² erreichte.

Sinngemäß verhalten sich Dehnungs- und Kraftmessungen in Scheitel und Kämpfer im Querschnitt 10.

a) Vorgänge im zweiten Meßabschnitt (ab 21. 7. 1959). Die Betontemperatur erreichte im Juli 1959 mit i. M. 16,7° C ihr Sommermaximum und fiel bis zur ersten Füllung der Triebwasserleitung und Spirale am 26. 11. 1959 infolge der sinkenden Außentemperatur auf i. M. 7,7° C ab. Für diese Zeitperiode kann gesagt werden, daß sich die gemessene Betondehnung = $\Delta\varepsilon_b$ nur aus dem Schwinden = $\Delta\varepsilon_s$ und der Temperaturabnahme = $\Delta\varepsilon_{zt}$ zusammensetzt.

$$\Delta\varepsilon_g = \Delta\varepsilon_s + \Delta\varepsilon_{zt},$$

$$\Delta\varepsilon_g = \varepsilon_g (26. 11. 1959) - \varepsilon_g (21. 7. 1959).$$

Zwischen dem 26. 11. 1959 und 14. 12. bzw. 18. 12. 1959 (bis zu diesem Datum sind deutliche Nachwirkungen des Füllvorganges feststellbar) wurde die Spirale zur Prüfung der Bau- und Maschinenanlage mehrmals gefüllt und entleert. Die Betontemperatur ging in dieser Zeit bis auf i. M. 4,5° zurück. Die gemessenen Betondehnungen $\Delta\varepsilon_g$ setzen sich für diese Zeit zusammen aus der Dehnung durch Quellen = $\Delta\varepsilon_q$, Innendruck = $\Delta\varepsilon_{pi}$, Temperaturabnahme = $\Delta\varepsilon_{zt}$ und Kriechen = $\Delta\varepsilon_k$.

$$\Delta\varepsilon_g = \Delta\varepsilon_q + \Delta\varepsilon_{pi} + \Delta\varepsilon_{zt} + \Delta\varepsilon_k.$$

Das Temperaturminimum des Winters wurde für den Spiralbeton im Januar 1960 mit i. M. +1,5° C festgestellt. Aus Abb. 25a geht deutlich hervor, daß zwar die Temperaturänderung des Betons infolge seiner Durchfeuchtung verhältnismäßig schnell vor sich geht, trotzdem aber von

Meßstelle 3 zu 6 eine Temperaturdifferenz von rd 3° v innen nach außen sich einstellt. Im Juni 1960 erreichte der Beton sein Sommermaximum mit i. M. 13,8° C, das im September nahezu unverändert blieb. In diesen Zeitabschnitt fiel eine Entleerung der Spirale am 28. 3. 1960. Die Füllung am 11. 4. 1960. Es sei hier bereits darauf hingewiesen, daß die damit verbundene Innendruck- und Zugzunahme bei den Dehnungs- und Kraftmessungen nur sehr geringe Auswirkungen brachte. Für die gesamte Zeit von Januar bis Juni 1960 setzt sich die gemessene Betondehnung $\Delta\varepsilon_g$ aus folgenden Anteilen zusammen:

Quellen = $\Delta\varepsilon_q$, Kriechen = $\Delta\varepsilon_k$ und Zwängung durch Temperatur = $\Delta\varepsilon_{zt}$,

$$\Delta\varepsilon_g = \Delta\varepsilon_q + \Delta\varepsilon_k + \Delta\varepsilon_{zt}.$$

Der Dehnungsanteil aus dem Innendruck kürzt sich hier bei der Bildung von $\Delta\varepsilon_g = \varepsilon_g$ (15. 6. 1960) — (21. 1. 1960) heraus.

Bei einer erneuten Entleerung der Spirale am 12. 1960 zeigten sich wiederum kaum Spannungsschwankungen in Beton und Bewehrung durch die Entlastung. Am 30. 11. 1960 war die Maschine nicht in Betrieb und die Spirale geleert. Die Füllung nach dieser 2½monatigen Entlastungsperiode ergab bei allen Meßstellen — sowie sie überhaupt ansprachen — eindeutige Zugbeanspruchungen.

b) Der Einfluß von Temperatur bei Betondehnungsgebern. Über das Meßprinzip, die Form und Arbeitsweise der Maihak-Dehnungsmeßgeber MDS wurde durch Kuhn [9] [10] schon sehr ausführlich berichtet. Es wird deshalb nur nochmals auf die Zusammenwirkung von Geber und Beton eingegangen. Die Meßseite des Gebers hat nach Angabe von Maihak eine Wärmedehnzahl $\alpha_s = 11,8 \cdot 10^{-6}$. Für Beton gibt die DIN 1046 den Wert $\alpha_b = 10 \cdot 10^{-6}$ an, der jedoch je nach Zusammensetzung des Betons etwa zwischen $7,4 \cdot 10^{-6}$ und $13,1 \cdot 10^{-6}$ liegen kann [11].

Bei einer Temperaturzunahme dehnt sich die Meßseite des eingebauten Gebers um $\alpha_s \cdot t$. Der Geber täuscht also eine gleichbleibende Meßbasis (= Abstand der Meßseitenvorankerungen), d. h. keine Betondehnung vorausgesetzt, eine Verkürzung dieser Meßbasis vor. Bei freier Dehnung des Betons wird sich dieser um $\alpha_b \cdot t$ dehnen und die Meßbasis der Geberseite wird dadurch um diesen Anteil verlängert. Während die effektive Dehnung ohne Zwang $\alpha_b \cdot t$ beträgt, ergibt die Messung einen Dehnungsanteil von

$$\varepsilon_g = (\alpha_b - \alpha_s) \cdot t.$$

Wird für Beton die Wärmedehnzahl ebenso wie $\alpha_b = 11,8 \cdot 10^{-6}$ angenommen, so erhält die Meßseite ihre ursprüngliche Spannung und die gemessene Dehnung Null. Die weitere Folgerung ist, daß die Meßbasis bei Temperaturzunahme eine zusätzliche Verlängerung erfahren haben muß, wenn die Meßseite eine Zugdehnung anzeigt, also in Spannung geraten ist.

c) Betondehnungs- und Eisenkraftmessungen. In den Temperaturperioden vom 21. 7. bis 26. 11. 1959 (Temperaturabnahme) und vom 21. 1. bis 15. 6. 1960 (Temperaturzunahme) haben die Dehnungsgeber bei Temperaturzunahme vorwiegend Zugdehnungen, bei Temperaturabnahme Druckdehnungen angezeigt, während die Kraftgeber umgekehrt bei Temperaturzunahme Druck und bei Temperaturabnahme Zug erhielten (Abb. 25a und 25b).

Am 26. 11. 1959 wurde die Spirale erstmals gefüllt. Weitere 3 Entleerungen und Füllungen folgten bis 14. 12. 1959 (Abb. 26). Alle Meßstellen, sowohl für Betondehnung als auch für Eisenkraft, zeigten bis zur letzten Füllung eine z. T. erhebliche Zugbeanspruchung an. Die Größenordnung der Geberreaktionen auf die Innendruckschwankungen wurde von Fall zu Fall geringer. Bemerkenswert ist, daß eine weitere Entleerung und Füllung der Spirale im März/April 1960 und eine Entleerung im September 1960 kaum wahrnehmbare Reaktionen in diesen Gebern

verursachten, während die Füllung am 30. 11. 1960 nach 2½monatiger Entleerung deutliche und wieder erhöhte Zugbeanspruchungen ergab.

Die Anteile von Schwinden, Quellen und Kriechen können bei den Meßergebnissen aus den Temperaturperioden gegenüber der Temperaturauswirkung sicher zunächst vernachlässigt werden. Die bei Temperaturzunahme festgestellten Zugdehnungen können dann wie folgt entstanden sein:

a) Meßsaite und Beton haben gleiche Wärmedehnzahlen. Bei unverhinderter Temperaturdehnung heben sich die Dehnungen von Meßsaite und Beton auf. Die trotzdem gemessene Zugdehnung kann durch Zwängung infolge ungleichen Temperaturverhaltens verursacht sein. Verhinderte Dehnung trat also nicht auf, da für diesen Fall Druckdehnungen hätten gemessen werden müssen.

b) Meßsaite und Beton haben ungleiche Wärmedehnzahlen. Um bei Temperaturanstieg eine Zugdehnung messen zu können, muß die Wärmedehnzahl von Beton größer sein als die der Meßsaite.

c) Der Dehnungsgeber könnte u. U. noch ein Eigenleben haben, wenn sich zwischen Gebergehäuse und Beton Schwindfugen gebildet haben. Da das Gebergehäuse aus temperaturgängigerem Material besteht, entsteht bei Temperaturzunahme durch den größeren Temperaturgang des Gehäuses eine Zuganzei-

Fall c) wird wohl praktisch nicht zutreffen. Sollten die genannten Zugdehnungen nur durch den Unterschied in den Wärmedehnzahlen von Meßsaite und Beton nach Fall b) entstanden sein, so ergäbe sich für Beton ein Wert von mindestens $\alpha_b = 15 \cdot 10^{-6}$. Diese hohe Wärmedehnzahl ist unwahrscheinlich. Eine Überprüfung des Spiralenbetons an einigen Versuchsprismen ergab eine mittlere Wärmedehnzahl $\alpha_b = 10,2 \cdot 10^{-6}$. Bei der Versuchsausführung traten allerdings in den einzelnen Temperaturstufen bereits Streuungen von $6 \cdot 10^{-6}$ bis $15 \cdot 10^{-6}$ auf.

Der Nullgeber B 12, der auf Grund seines isolierten Einbaues keinerlei Spannungen erhält, sondern nur dem Einfluß des Schwindens und den Temperaturschwankungen unterworfen ist, zeigt eindeutig nur ein Schwindmaß, d. h. irgendwelche Temperatureinflüsse sind nicht feststellbar bzw. Betondehnung und Dehnung der Meßsaite heben sich gegenseitig auf. Der Betonkörper des Nullgebers hat freie Temperaturdehnung. Für ihn gilt deshalb die Formel:

$$\Delta \varepsilon_g = \Delta \varepsilon_s + \Delta t (\alpha_b - \alpha_s)$$

und für

$$\alpha_b - \alpha_s = 0 \text{ ist } \Delta \varepsilon_g = \Delta \varepsilon_s.$$

Die gemessenen Dehnungen der Temperaturperioden müssen also vorwiegend durch Zwängung infolge ungleichen Temperaturverhaltens entstanden sein.

Es muß weiterhin daraus geschlossen werden, daß die Zugdehnungen bei den ersten Füllungen vorwiegend durch Innendruck hervorgerufen wurden, da die gleichzeitige Temperaturabnahme Druckdehnungen hätte ergeben müssen. Erstaunlich ist allerdings die Größe der gemessenen Zugdehnungen (siehe Tabelle 1). Eine einfache Überlagsrechnung unter Annahme eines Kreisringes mit $R = 1,82$ m Radius und gleichmäßiger Ringstärke von $t = 0,1$ m für den Meßquerschnitt 3 bei rd. 27 t/m^2 Innendruck ergibt nur eine Zugspannung von

$$\sigma_z = \frac{R \cdot p_i}{F} = \frac{1,82 \cdot 27,0}{1,0 \cdot 1,0} \cdot 0,1 = 4,93 \text{ kg/cm}^2.$$

Für einen Elastizitätsmodul $E_b = 450\,000 \text{ kg/cm}^2$, ergibt sich ein Dehnungsmaß von $\varepsilon = 11 \cdot 10^{-6}$. Diese Größenordnung liegt fast schon im Bereich der Meßungenauigkeit der verwendeten Dehnungsgeber, die mit einer Meßablesung von etwa 3 bis 4 Skalenteilen $\varepsilon = 10 \cdot 10^{-6}$ ergeben.

Wie bereits erwähnt, haben die Entleerung und Füllung im März/April 1960 und die Entleerung im September 1960 tatsächlich kaum feststellbare Meßgrößen gebracht. Größeren Einfluß auf die Meßwerte hatten die starken Temperaturschwankungen in den Monaten April und Mai 1960. Die Füllung am 30. 11. 1960 brachte dann wieder

Zugdehnungen und Eisenkräfte, die mit den ersten Füllungen und Entleerungen verglichen werden können und z. T. mit diesen im Einklang stehen.

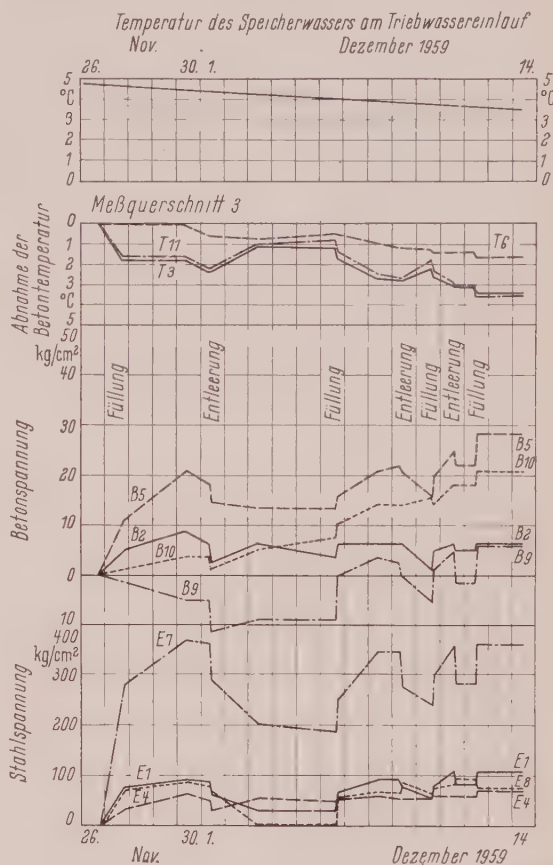


Abb. 26. Messungen in der Stahlbetonspirale während wiederholter Be- und Entlastungen durch Wasserinnendruck $p_i = 2,7 \text{ kg/cm}^2$.

3. Beobachtungen am Bauwerk und Kritik der Meßergebnisse

Noch vor der Wasserfüllung der Spirale der „48er“-Maschine sind im Bereich von Schnitt 3 und 4 radiale Haarrisse von Kämpferhöhe bis zum Scheitel aufgetreten, offensichtlich Schwindrisse. Die Haarrisse wurden mit flüssigem Kunststoff überstrichen. Bei der „36er“-Maschine wurden keine Haarrisse festgestellt.

Die Dehnungs- und Kraftmessungen ergaben bei Temperaturabnahme Druckdehnungen und Zugkräfte. In der zweiten Temperaturperiode vom Winter bis zum Sommer 1960, also bei Temperaturzunahme, zeigten sich ähnliche Ergebnisse mit umgekehrten Vorzeichen. Da sich die Stahlbetonspirale noch im Spannungszustand I befindet, müßten die Kraftgeber, wie bereits Kuhn [10] ausführte, die dem Eisen vom Beton übertragenen Kräfte anzeigen, also gleichgerichtete Kräfte.

Dieses gegensätzliche Temperaturverhalten der Dehnungs- und Kraftgeber erscheint noch unklar. Eine eindeutige Trennung der Temperaturzwängspannungen von den Schwind- und Quellanteilen kann erst nach weiteren Beobachtungen erfolgen.

Die verhältnismäßig großen Dehnungen der ersten Füllungs- und Entleerungsperiode vom 26. 11. bis 18. 12. 1959 sind nach Umrechnung mit $E_b = 450\,000 \text{ kg/cm}^2$ in Tabelle 1 zum Vergleich mit den nach der statischen Berechnung festgestellten Spannungen angegeben. Spalte 3 der Tabelle enthält die bei der Entleerung im September 1960 beobachteten Spannungsschwankungen und Spalte 4 enthält die Spannungen aus der Füllung vom 30. 11. 1960. Für die Kraftgeber sind folgende Stahlquerschnitte maßgebend:

E 1, E 7, E 13 und E 18	$\phi 26 \text{ mm } f_e = 5,3 \text{ cm}^2$
E 4 und E 16	$\phi 22 \text{ mm } f_e = 3,8 \text{ cm}^2$
E 8	$\phi 18 \text{ mm } f_e = 2,55 \text{ cm}^2$

Tabelle 1. Beton- und Stahlspannungen infolge von Innendruck in Spalte 1, 3 und 4 sind gemessene λ -Werte eingetragen).

	1	2	3	4
Meßstelle	gemessen vom 28. 11. — 18. 12. 1959	lt. stat. Berechnung	Entleerung am 12. 9. 1960	Füllung am 30. 11. 1960
Schüttel	E 1 - 122,5 kg cm ²		- 31,5 kg cm ²	+ 119,0 kg cm ²
	B 2 - 7,7 kg cm ²	= 6,1 kg cm ²	0 kg cm ²	0 kg cm ²
	T 3 - 4,2 °C		0 °C	- 3,2 °C
	E 4 - 71,0 kg cm ²		0 kg cm ²	+ 6,6 kg cm ²
	B 5 - 41,7 kg cm ²	= 3,5 kg cm ²	- 5,0 kg cm ²	+ 13,5 kg cm ²
	T 6 - 2,0 °C		- 0,9 °C	0 °C
Kämpfer	E 7 - 405,0 kg cm ²		- 9,5 kg cm ²	+ 184,5 kg cm ²
	B 9 - 12,4 kg cm ²	= 3,5 kg cm ²	0 kg cm ²	+ 10,1 kg cm ²
	E 8 - 129,0 kg cm ²		0 kg cm ²	+ 208,0 kg cm ²
	B 10 - 32,4 kg cm ²		0 kg cm ²	+ 6,7 kg cm ²
	T 11 - 3,15 °C		0 °C	- 3,7 °C
Schüttel	E 13 - 183,0 kg cm ²		- 53,5 kg cm ²	+ 149,0 kg cm ²
	B 14 - 55,0 kg cm ²	= 3,9 kg cm ²	- 5,0 kg cm ²	+ 12,8 kg cm ²
	E 16 - 79,0 kg cm ²		0 kg cm ²	+ 6,6 kg cm ²
	B 17 - 7,8 kg cm ²	= 2,1 kg cm ²	0 kg cm ²	+ 0 kg cm ²
	T 15 - 4,9 °C		0 °C	- 4,8 °C
Kämpfer	E 18 - 242,0 kg cm ²		- 13,6 kg cm ²	+ 158,5 kg cm ²
	B 19 - 32,0 kg cm ²	= 3,4 kg cm ²	0 kg cm ²	+ 21,8 kg cm ²

Kontrollen am Bauwerk nach Füllung der Spirale haben gezeigt, daß keine neuerlichen Risse, in diesem Falle Spannungsrisse, entstanden sind. Auch wenn die Messungen der Spalte 1 bzw. 4 in Tabelle 1 als richtig unterstellt werden, sind die aufgetretenen Zugspannungen dem Beton wohl noch zuzumuten.

Wie bereits bekannt [12], sind bei Dauerbelastung und Lastwechseln sehr deutlich bleibende Verformungen zu beobachten, d. h. der Beton kriecht unter seiner Beanspruchung. Diese Tatsache erklärt auch die gemessenen Dehnungen und Kräfte während der ersten Füllungen und Entleerungen, wobei in Abb. 26 die Nachwirkung der Dauerbelastung bzw. Dauerentlastung zu erkennen ist. Zahlreiche Lastwechsel und vor allem Dauerbelastung führen das Kriechen auf einen Grenzwert zu, so daß bei weiterem Lastwechsel — genügend hohes Alter des Betons vorausgesetzt — sich ein rein elastisches Verhalten einstellt.

g) Wirtschaftlichkeit von Heberbauwerken und Stahlbetonspiralen

1. Vergleich von Heberbauwerk mit Schützenbauwerk

Das Einlaufbauwerk zu den Triebwasserleitungen der Stufe 6 wurde auch als Schützenbauwerk untersucht. Links in Abb. 27 ist das Heberbauwerk, wie es ausgeführt wurde, rechts zum Vergleich das Schützenbauwerk dargestellt.

Zur Erzielung der erforderlichen Gleitsicherheit bei den gegebenen Baugrundverhältnissen war der notwendige Betonquerschnitt in beiden Fällen etwa gleich groß.

Hinsichtlich der maschinellen Einrichtung und des Stahlwasserbaues sind bei den Hebern Belüftungsventile und Evakuierungspumpen erforderlich. Die Schützen des Schützenbauwerkes mit den hydraulischen Anlagen und

den Öldruckerzeugungsaggregaten sowie die dazu erforderlichen Notverschlüsse beanspruchen jedoch bedeutend höhere finanzielle Aufwendungen.

Alles in allem hat die vorgeschilderte Heberausführung nur 60 % einer Ausführung als Schützenbauwerk gekostet, wobei die Einsparungen hauptsächlich durch Vermeidung von Stahlwasserbaukonstruktionen erzielt wurden.

2. Kostenvergleich zwischen Stahlbetonspirale und Stahlspirale

In Tabelle 2 sind für 2 Turbinenspiralen die Kosten für die Stahlbeton- und Stahlausführung einander gegenübergestellt.

Turbinen- 7,5 MVA, 36 m³/s, Spiraleinlauf $\phi = 3,40$ m
spirale I: max. Druckhöhe 22,70 m, bei 50 % Druckstoß Innendruck $p_i = 34$ t/m².

Turbinen- 14,4 MVA, 48 m³/s, Spiraleinlauf $\phi = 4,0$ m
spirale II: max. Druckhöhe 29,0 m, bei 42 % Druckstoß Innendruck $p_i = 41$ t/m².

Im angeführten Kostenvergleich sind neben den Betonkosten noch die Aufwendungen für Baustelleneinrichtung, Schalung, Armierung, Schweißarbeiten und bei den Stahlspiralen auch der Füllbeton enthalten.

Für die Spirale II wurde der Vergleich auf Grund der effektiven Ausführung mit 1250 m³ Beton (Spalte a) angestellt. Eine mögliche Verminderung des Arbeitsraum und damit eine Verringerung des erforderlichen Stahlbetons wurde als größte denkbare Einsparung in Spalte b aufgezeigt. Bei Spirale I war von vornherein nur ein kleiner Arbeitsraum vorgesehen, so daß die ausgeführte Betonstärke nur unbedeutend die statisch erforderliche überschreitet. Der Aufwand an Stahlblech wurde für die Stahlspirale I mit 18 t, für die Stahlspirale II mit 30 t angesetzt.

Tabelle 2. Kosten in %.

	Spirale I	Spirale II	
		a	b
Stahlausführung	100 %	100 %	100 %
Betonausführung	75 %	71 %	49 %
Differenz:	25 %	29 %	51 %

h) Zusammenfassung und Schlußfolgerung

Mit diesen Ausführungen sollten u. a. auch einige Anregungen über die Verwendung von Hebern gegeben werden. Es sollte auf eine konstruktive Möglichkeit hingewiesen werden, die manchmal vielleicht doch mit allzu großer Skepsis beurteilt und auch abgelehnt wird. Die fortschreitende Betontechnologie schafft dabei die erforderlichen Voraussetzungen, anspruchsvollere Bauwerke, zu denen „Heber“ zu rechnen sind, einwandfrei herzustellen. Nicht zuletzt wird eine objektive Vergleichsuntersuchung u. U. ergeben können, daß bei Verwendung von Hebern gegenüber anderen Ausführungsarten Einsparungen zu erzielen sind, ohne daß hierdurch die Sicherheit der Anlage leidet.

Zur Ausführung der vorgespannten Treibwasserleitungen kann abschließend gesagt werden, daß sie sich voll bewährt haben. Es wurden keinerlei Setzungen und Haarrisse festgestellt, und die Fugen sind nach zweijähriger Betriebszeit in tadellosem, dichtem Zustand.

Die Messungen in der Stahlbetonspirale während der ersten 2 Jahre wurden mit ihrer vorläufigen Auswertung wiedergegeben. Vergleicht man diese Ergebnisse mit der statischen Berechnung und der Vorberechnung für die Innendruckbelastung, so ist festzustellen, daß eine Berechnungsmethode mit Annahme eines Kreisringes reine Zugspannungen ergibt, die erheblich unter den Meßwerten liegen, während das in der Vorberechnung gewählte sta-

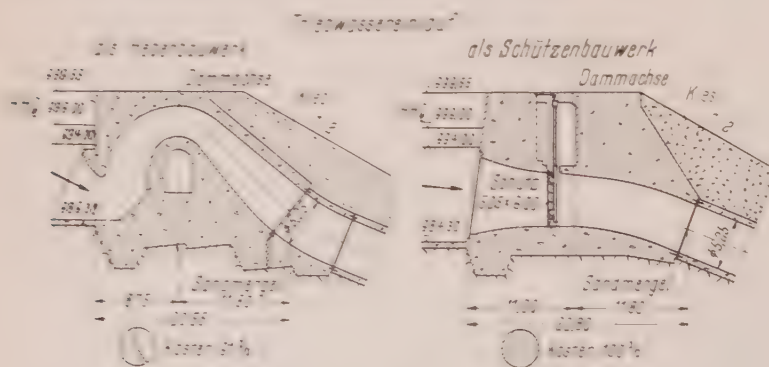


Abb. 27. Vergleich von Heber- und Schützenbauwerk der Stufe 6.

tische System Biegespannungen ergibt und damit den Meßergebnissen der Tabelle 1 und den tatsächlichen Verhältnissen näher kommt.

Nach längerer Innendruckbelastung traten bei kurzfristigen Ent- und Belastungen der Spirale nur sehr geringe Spannungsschwankungen in Beton und Bewehrung auf. Bei einer Spiralenfüllung nach längerer Entlastung wurden jedoch wieder erhöhte Zugbeanspruchungen festgestellt.

Die Ausführung einer Stahlbetonspirale mit schlaffer Bewehrung, bei rd. 30 m Druckhöhe und 4 m Spiraleinlaufdurchmesser, dürfte an das Maximum herankommen, bei dem Stahlbetonspiralen ohne Vorspannung ausgeführt werden können. Die Kostenersparnis gegenüber einer Stahlspirale beträgt etwa 30 % [siehe unter a) der Tabelle 2].

Bei geringerer Druckhöhe und geringerem Spiraleinlaufdurchmesser gibt es eine untere Grenze, bei der Stahlbetonspiralen noch wirtschaftlicher sind als Stahlspiralen.

Diese Grenze dürfte bei 15 m Druckhöhe liegen. In vorliegendem Falle ergibt sich noch eine Verbilligung um 25 %, so daß man — grob gesprochen — behaupten kann, daß Stahlbetonspiralen wirtschaftlicher sind bei Druckhöhen zwischen 15 und 30 m, wobei jedoch der durch das Schalen erforderliche Zeitaufwand mit in die Überlegungen einzubeziehen ist. Nach unseren Erfahrungen könnte bei der Bemessung des Rundstahlquerschnittes eine weitere Ersparnis ohne weiteres dadurch erzielt werden, daß bei der Berechnung nach Spannungszustand II die Rundstäbe bis zur Streckgrenze ausgenutzt werden.

Abschließend sei noch erwähnt, daß für die Gesamtanlage der Lechstauseufe 6 insgesamt 73 500 m³ Beton und Stahlbeton eingebaut wurden. Im Rahmen dieser Betonverarbeitung entstanden auch die Stahlbetonspiralen, d. h. die Einsparungen sind auf das Ohnehin-Vorhandensein einer Betonfabrik auf der Baustelle mit zurückzuführen.

3. Der Staudamm

Auf Grund der geologischen Formationen im Talgrund und an den Hängen wurde als Stauhalter ein Erddamm mit zentral gelegenem Dichtungskern gewählt. Über die Voruntersuchungen, die Ausführung und die Überwachung des Dammverhaltens während seiner Errichtung und nach seiner Fertigstellung wird nachstehend berichtet.

a) Voruntersuchungen

Für die Kerndichtung des Staudammes standen zwei verschiedene Materialien zur Wahl, ein natürliches Lehm, vorkommen in 7 km Entfernung von der Baustelle oder ein auf der Baustelle aufzubereitender „Erdbeton“ [13] unter Verwendung von aus den Baugruben anfallenden Flinkzmergeln und von Lechkies.

Der Flinkzmergel, seinem Kernaufbau nach ein toniger, sandiger Schluff, mußte zur Herstellung des Erdbetons gemahlen werden. Mit 3 Aufbereitungsmaschinen — der Tonfräse der Fa. Dorst, der Hartzerkleinerungsmühle der Fa. Eirich und der Novorotomühle der Fa. Hazemak — wurden Mahlversuche durchgeführt², die alle eine ausreichende Mahlfeinheit erreichten. Grundsätzlich kann gesagt werden, daß für die beiden letztgenannten Mühlen die obere Grenze des Wassergehaltes, ohne Verwendung einer zusätz-

² Den Firmen Dorst und Eirich sowie den Bauherren und Arbeitsgemeinschaften der Baustellen Pumpspeicherwerk bei Happurg [14] und am Sylvensteinspeicher [15] sei hier nochmals für die freundliche Unterstützung gedankt.

lichen Trockenvorrichtung, wie sie beim Bau des Sylvensteindammes erforderlich war [15], bei 9—10 % lag, während mit der Dorst-Fräse die Flinkzaufbereitung zu Krümeln bis zu rd. 16 % Wassergehalt möglich war. Die Weiterverarbeitung des Mahlgutes mit derart hohem Wassergehalt ist allerdings sehr erschwert.

Die Untersuchung des Erdbetons erfolgte unter der Voraussetzung, daß Flinkz in unbegrenzter Menge zur Verfügung stand und daß aus wirtschaftlichen Gründen die Zugabe der Flinkkörnung des Lechkieses, nämlich 0,5 bis 5 mm, vermieden werden sollte, da auf der Baustelle Sand ohnehin nicht ausreichend vorhanden war. Die untere Grenze der prozentualen Zusammensetzung von Flinkz: Kies wurde mit 25 : 75 % der Trockengewichte ermittelt, wobei als Kies der natürliche Kornaufbau des Lechkieses 0—70 mm zur Verwendung kam. Mit der für die Versuchsreihen gewählten Zusammensetzung des Erdbetons von 35 % Flinkz : 65 % Kies wurden in Zylindern mit 30 cm ϕ und 30 cm Höhe kombinierte Proctor- und Durchlässigkeitsversuche ausgeführt und die Proctordichte mit $\gamma_p = 2,24 \text{ t/m}^3$ bei $w_{\text{opt}} = 6,9 \%$ ermittelt (Abb. 28).

Die Versuche haben vor allem gezeigt, daß die Zugabe des Füllstoffes (Flinkzmergel) reichlich bemessen werden muß, da

- a) Erdbeton sehr zur Entmischung neigt (das Flinkzmergel hatte nicht genügend aktive Bindekraft),
- b) die Verdichtbarkeit bei abnehmendem oder zunehmendem Wassergehalt gegenüber dem w_{opt} schnell sinkt und
- c) die Durchlässigkeit sich bedeutend erhöht, wenn der Wassergehalt vom w_{opt} abweicht.

Das zweite Kernmaterial, der natürliche Kieslehm mit 58 % < 0,06 mm und 25 % > 2 mm wurde vorwiegend in Kleingeräten mit 10 cm ϕ und 12 cm Höhe mit einem Kornanteil < 5 mm untersucht. Die Ergebnisse der kombinierten Proctor- und Durchlässigkeitsversuche sind aus Abb. 28 zu ersehen. Der Lehm erwies sich hinsichtlich seiner Verarbeitbarkeit als sehr brauchbar.

Für die Ausführung der Dammdichtung wurde schließlich aus technischen und auch aus wirtschaftlichen Gründen der natürliche Kieslehm gewählt. Zur Schüttung der Stützkörper und Filterzonen stand Flußkies aus dem Lechbett und Moränenmaterial in ausreichender Menge zu Verfügung.

b) Der Dammbau

Der Baugrund besteht aus gewachsenen Sedimenten der Flinkzformation. In der Talsohle wurde nach Abtrag des Flußkieses im Kernbereich der Dichtungskern 2,0 m tief in den Flinkz eingekerbt.

Das linke Dammente schließt an die in den Flinkz gegründeten Betonbauwerke an. Ein Betonhöcker über dem Scheitel des Grundablasses, der an der rechten Mauer in einen kegelförmigen Pfeiler übergeht, gewährleistet einen guten Anschluß des Lehmkernes an das Betonbauwerk. Die eingebauten Beobachtungsrohre haben bei den durchgeführten Kontrollen den dichten Anschluß bestätigt. Zwi-

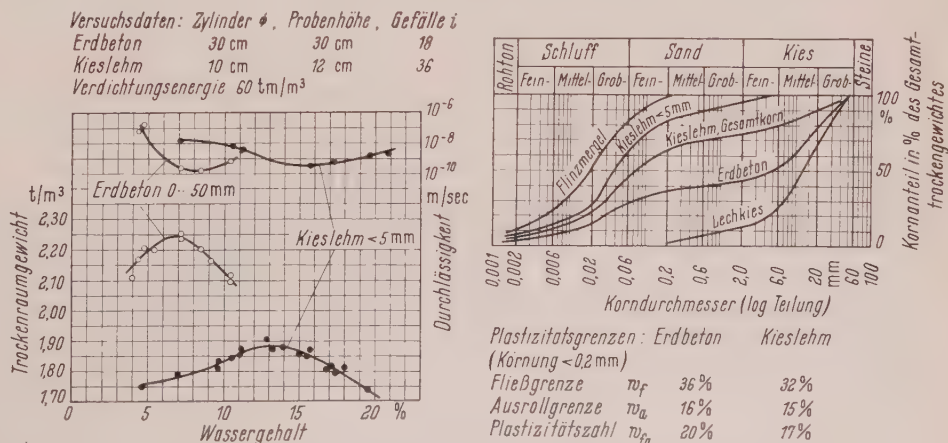


Abb. 28. Kurven der Proctor- und Durchlässigkeitsversuche und Körnungskurven der Versuchsmaterialien.

schen Grundablaß und sogenannter Dornauer Flinz Nase, auf der die übrigen Einlaufbauwerke für Triebwasserleitungen und Hochwasserentlastung errichtet wurden, ordnete man eine Kernmauer an, die zur Sicherung des Baugrundes gegen Verwitterung diente und eine große örtliche Setzung des Dichtungskernes und damit eine Gefährdung desselben ausschließen soll. Die Kernmauer erhielt die Breite des Lehmkernes. Der Anschluß des Dichtungskernes an das Einlaufbauwerk der Triebwasserleitungen erfolgte durch eine Beton nase, von der aus 4 Spundbohlen in den Lehm einbinden.

Der Damm liegt rechts auf einem Hang, der infolge des bis zu 10 m tief liegenden gewachsenen Flinzhorizontes — festgestellt durch eine Reihe von Rammsondierungen — mit seiner Überlagerung bisher stark zu Rutschungen neigte. Diese Überlagerung setzt sich zusammen aus Lehm, Flinzschollen und Terrassenkiesen, vermengt mit organischen Bestandteilen. Zur Abdichtung dieser Überlagerungsschichten rammte man bereits im Herbst 1958 eine schlanke Kernspundwand mit Hoesch-Spundbohlen (Profil Iv), während der Dammbau nach erfolgter Lehmumleitung durch den Grundablaß erst im März 1959 einsetzte. Die Spundbohlen binden mit unterschiedlicher Tiefe, je nach Festigkeit des Flinzes, in diesen ein.

Bei allen Anschlußflächen des Lehmkernes in der Sohle, an Betonbauwerken und Spundbohlen, die möglichst groß und mit entsprechend hohem Anpreßdruck des Lehmes angestrebt wurden, wurde plastischer, steinfreier Ton von Hand aufgebracht und besonders verdichtet.

Abb. 29 enthält die Regelquerschnitte für den Talbereich und das rechte Dammauflager. Der max. 26,5 m hohe Damm über Gründungssohle wurde in filterförmig abgestuften 4 Zonen aufgebaut, deren Körnungsbänder aus Abb. 30 hervorgehen.

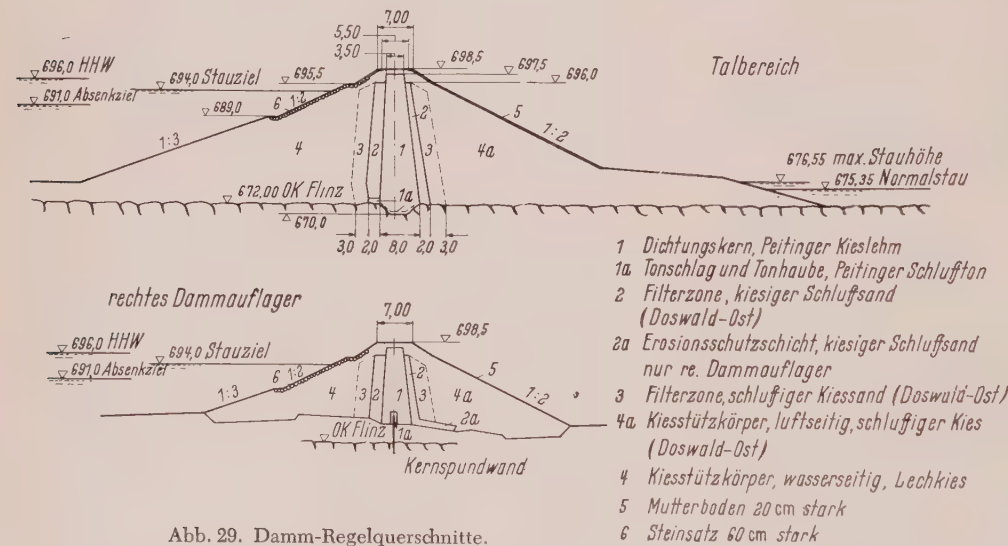


Abb. 29. Damm-Regelquerschnitte.

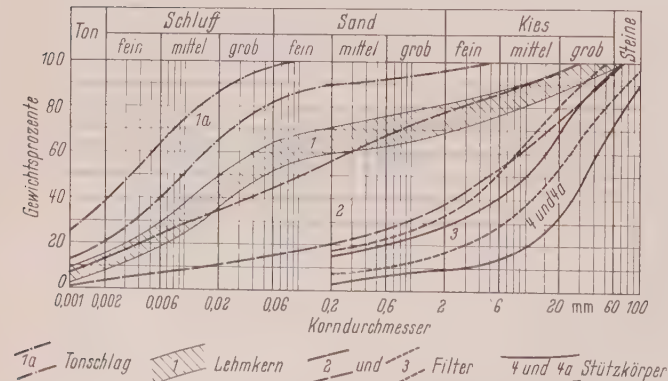


Abb. 30. Körnungsbänder der Dammbaustoffe.



Abb. 31. Dammanlage mit Rillen des verdichteten plastischen Lehm.

Die Materialien für die Zonen 2, 3 und 4a fielen an einer Moräne an, die im Zuge der Bereinigung steiler Lechhänge abgetragen werden mußten. Der Dichtungslehm für die Zone 1 mußte über 7 km antransportiert werden, während der Lechkies für Zone 4 unmittelbar unterhalb und oberhalb der Sperrenstelle gewonnen werden konnte.

Für den Kieslehm der Zone 1 wurde bei den Voruntersuchungen nach Proctor ein max. Trockenraumgewicht von $\gamma_p = 1,89 \text{ t/m}^3$ bei $w_{\text{opt}} = 13,2 \%$ festgestellt. Diese für das Material $< 5 \text{ mm}$ erzielten Raumgewichte ergeben umgerechnet für das Gesamtkorn $\gamma_p = 2,02 \text{ t/m}^3$ und $w_{\text{opt}} = 10,6 \%$. Der Lehm wurde in 20 cm starken Lagen aufgebracht und mit einer 10 t schweren Gummiradwalze in mindestens 5 einfachen Walzgängen verdichtet (Abb. 31).

Von einer Erhöhung des Walzengewichtes konnte Abstand genommen werden, da mit den natürlichen Wassergehalten bereits ein elastisches Verhalten der Lehmplanums zu beobachten war, d. h. der Lehm war auf Grund seiner Beschaffenheit bis zum Optimum verdichtet.

Zur Überwachung des Dammbaues war ein eigenes Feldlabor eingerichtet. Durch die Entnahme von Raumgewichtsproben mittels Entnahmestutzen und Sandersatzgerät wurden für den Lehm folgende Mittelwerte festgestellt:

$\gamma_f = 2,19 \text{ t/m}^3$, $\gamma_t = 1,94 \text{ t/m}^3$
 $w = 13,0 \%$. (Abb. 32)

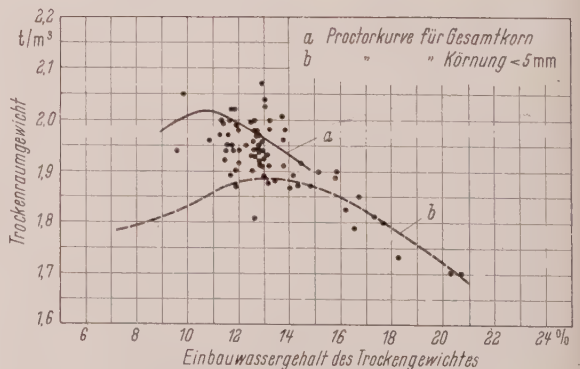
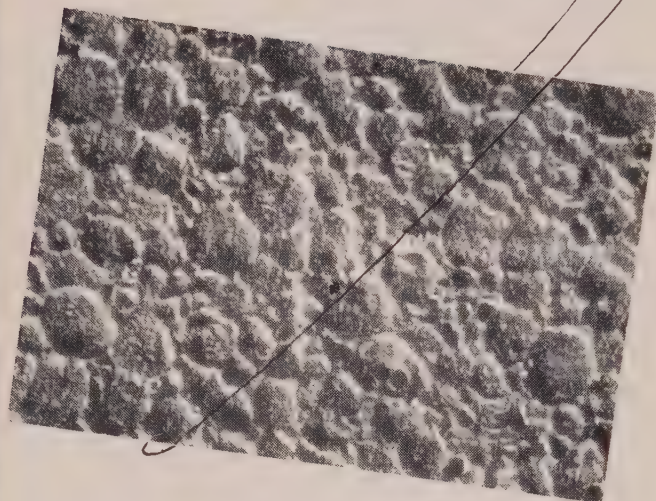
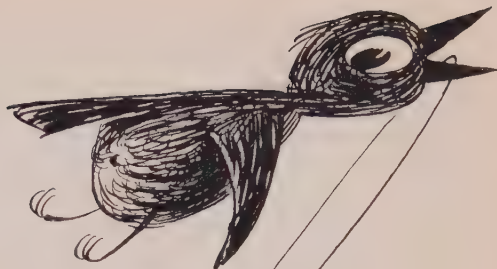


Abb. 32. Trockenraumgewichte des Lehmkernes (Baukontrolle).



„Federgewicht“ unter den Kunststoffen

Ein Kubikmeter aufgeschäumtes [®]STYROPOR – des mikroporösen Kunststoffes der BASF – wiegt etwa 20 kg. Dabei ist dieses „Federgewicht“ nicht etwa schwach auf den Beinen; es zeichnet sich durch gute Stabilität aus. So können zum Beispiel Bauplatten aus STYROPOR während des Verlegens begangen werden.

Schaumstoffe aus STYROPOR bieten auch einen ausgezeichneten Schutz gegen Winterkälte und Sommerhitze. Die Wärmeleitfähigkeit beträgt 0,027 kcal/mh °C bei 20° C, Rechenwert nach DIN 4108 im Bauwesen 0,035 kcal/mh °C, die Trittschalldämmung einer 1 cm starken STYROPOR-Platte 13–15 Phon – je nach Aufbau der Massivdecke.

STYROPOR

bietet viele Vorteile: geschlossenzellig, ausgezeichnete isolierende Eigenschaften sowohl thermisch als auch akustisch, sehr geringes Gewicht (spez. Gewicht 0,02 g/cm³), sehr niedrige Wasseraufnahme, leicht zu verarbeiten, beständig gegen Säuren und Laugen, kein Nährboden für Schimmel- und Fäulnispilze, schwer entflammbar.

der BASF
herstellt den Rohstoff STYROPOR.
Auf Wunsch senden wir Ihnen gern
Anschchriften von Verarbeiterfirmen.
Senden Sie uns bitte diesen Kupon. ▶



AOA-WERBUNG

2070

Badische Anilin- & Soda-Fabrik AG
LUDWIGSHAFEN AM RHEIN

A 3

Wir interessieren uns für STYROPOR
und bitten um Anschriften von Verarbeiterfirmen.

Name:

Anschrift:

Beruf oder Firma:



Technologische Vorzüge der Montanzemente

Zementsorte	Festigkeit		geringe Abbinde- wärme	Widerstand gegen chemischen Angriff
	Anfangs- festigkeit	Nach- erhärtung		
Eisenportland- Zement	☆☆	☆☆	☆☆	☆☆
Hochofen- Zement	☆☆	☆☆	☆☆	☆☆
Montanit	☆☆	☆☆	☆☆	☆☆

Die Voraussetzung für Sicherheit

bei jedem Baukörper

Jeder Baukörper hat andere Anforderungen zu erfüllen und anderen Beanspruchungen gerecht zu werden. Eine wichtige Voraussetzung für Sicherheit ist deshalb in jedem Fall die Verwendung der geeigneten Zementsorte und ihre fachgerechte Verarbeitung. Unter dem Markenzeichen **montanzement** finden Sie für jeden Zweck die geeignete Sorte.

Die Montanzemente besitzen ein gutes elastisches Verhalten und hohe Festigkeit. Einige technologische Vorzüge der einzelnen Sorten zeigt das oben dargestellte Schaubild. Diese Vorzüge und der günstige Einkauf sprechen für die Verwendung von Montanzement.



**montan
zement**

Unter dem Zeichen **montanzement** liefert der Baustoffhandel
Hochofen- und Eisenportland-Zemente, für den Tiefbau
außerdem den Spezial-Hochofenzement **montanit**.

Für jeden Verwendungszweck steht der geeignete
Zement zur Verfügung. Sieben bedeutende Unternehmen
der Montan-Industrie bürgen für ihre Qualität.

Fordern Sie unverbindliche Beratung und Informationsmaterial
von der **montanzement** Vertriebs-GmbH, Düsseldorf, Berliner Allee 17

zuverlässig wie Stahl und Eisen

Die Folgeerscheinungen eines verhältnismäßig hohen natürlichen Wassergehaltes, d. s. hohe Porenwasserdrücke und große Setzungen, wurden bewußt von vornherein in Kauf genommen bzw. in der Dimensionierung des Dammes berücksichtigt. Die Durchlässigkeit des eingebauten Dichtungslehmes liegt mindestens unter $k = 1 \cdot 10^{-9}$ m/s.

In die Zone 2 wurde ein stark schluffiger Kiessand eingebaut, der in der Entnahme in Schichten sehr wechselnden Kornaufbaues anstand und mit den Materialien 3 und 4a in der Entnahme ohnehin anfiel. Durch die Verdichtung mit Gummiradwalze wurde ein Trockenraumgewicht von $\gamma_t = 2,08$ bis $2,22$ t/m³ erzielt. Der mittlere Wassergehalt schwankte zwischen 6,8 und 10,1 %. Die Voruntersuchungen ergaben noch eine verhältnismäßig große Dichtigkeit mit $k = 1 \cdot 10^{-7}$ bis $1 \cdot 10^{-8}$ m/s.

Die Zonen 3, 4a und 4, aus sandigem Fein- und Mittelkies, schluffigem Moränekies und Lechkies, wurden allein durch Fahrverkehr verdichtet, wobei ein mittleres Trockenraumgewicht von $2,35$ t/m³ bei einem mittleren Wassergehalt von 4,6 % erzielt wurde. Das spezifische Gewicht des Kiesel beträgt $2,75$ t/m³. Zur Bestimmung der Raumgewichte wurden die Sandersatz- und Gipsersatzmethode angewendet. Diese wegen des grobkörnigen Materials nur bedingt brauchbaren Untersuchungen wurden ergänzt durch einige Großversuche. Eine auf der Baustelle vorhandene 40-t-Waage bot die Möglichkeit, die Transportfahrzeuge zu wiegen und damit das Gewicht aufgeschütteter und ausgehobener Versuchskörper zu bestimmen. Der k -Wert des Kiesmaterials ist i. M. $1 \cdot 10^{-4}$ m/s.

Der Staudamm (Abb. 33) hat eine Gesamtkubatur von rd. 300 000 m³, davon 34 000 m³ Lehmkern. Die Schüttleistungen betrugen für Kies bei 146 Einbautagen i. M. 1790 m³/Tag, für Lehm bei 92 Einbautagen 370 m³/Tag, im Maximum 1700 m³/Tag.



Abb. 33. Blick auf die Gesamtanlage der Stufe 6 von unterstrom (Juni 1961). Im Vordergrund wassergelagertes Holz für Papierherstellung in der benachbarten Georg Haindl'schen Papierfabrik.

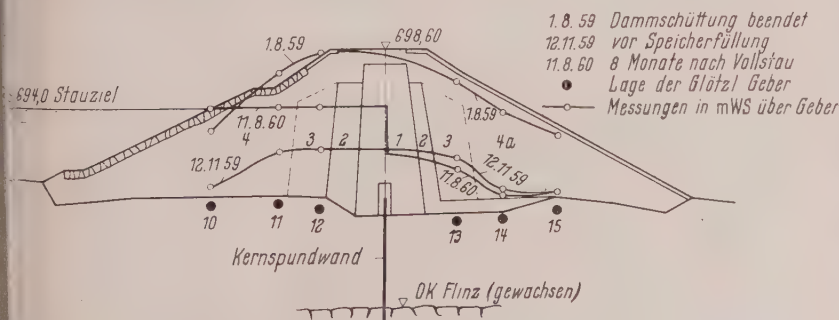


Abb. 34. Porenwasserdruckmessungen mit Glötzl-Gebern im rechten Dammauflager.

Das Schütt-Tempo wurde nicht durch den Maschinenpark, sondern durch den Einbau bzw. durch die seitlichen Dammanschlüsse bestimmt. Die Einhaltung des Fertigstellungstermins machte der Arbeitsgemeinschaft aus den Firmen Hochtief AG — Kunz & Co — Hinteregger infolge der sehr günstigen sommerlichen und nahezu regenfreien Witterung 1959 keine Schwierigkeit. Am Rande sei vermerkt, daß der luftseitige Stützkörper sowie die Filterzonen (2 u. 3 Abb. 29) nach Gewicht abgerechnet wurden und sich diese Abrechnungsmethode sehr bewährte.

c) Kontrollmaßnahmen und Messungen

Abgesehen von periodisch wiederholten geodätischen Messungen der Lage und Höhe sind zur Überwachung des Dammverhaltens während und nach der Bauausführung verschiedene Kontrollsysteme vorhanden.

Im rechten Hang wurden wasserseitig und luftseitig der Kernspundwand je 3 Porenwasserdruckgeber — System Glötzl — in eine Schlick- bzw. weiche Flinzschicht verlegt. Erwartungsgemäß traten während der Dammschüttung zur Dammitte hin die höheren Porenwasserdrücke auf. Bei Erreichen der Dammkrone betrug der Porenwasserdruck max. 43 % des Überlagerungsgewichtes. Die Porenwasserspannungen fielen verhältnismäßig schnell ab, bedingt durch die geringe Entfernung der Meßstellen von den darüberliegenden durchlässigen und damit als Filter wirkenden Stützkörpern. Die Speicherfüllung bewirkte nach Erreichen des Geberhorizonts eine sofortige Reaktion in den wasserseitig verlegten Druckdosen, deren Meßwerte mit einer ca. 12tägigen Phasenverschiebung bis auf den vollen Wasserdruck des gefüllten Speichers anstiegen, während die luftseitig der Kernspundwand in der Gründungsfläche verlegten Geber den Abbau des Porenwasserdruckes im Untergrund anzeigen. Die erwartete Wirksamkeit der Spundwandschürze hat sich damit bestätigt (Abb. 34).

Am rechten Dammauflager wurden außerdem wasser- und luftseitig des Dammes Meßpunkte zur Beobachtung der Hangbewegung gesetzt. Die Lage- und Höhenmessungen ergaben, daß sich der Hang bzw. die Kontrollpunkte durch die wachsende Dammauflast vom Damm weg und talwärts max. 44,3 cm bewegt und sich gleichzeitig max. 6,5 cm gehoben haben. Diese Bewegungen klangen sofort



Abb. 35. Verlegen von Maihak-Porenwasserdruckgebern MDS 75 im Lehmkern, Horizont 675,60 m ü. NN.

nach Beendigung der Dammschüttung ab. Durch die unmittelbar darauffolgende Speicherfüllung wurde kein Einfluß festgestellt, d. h. das Dammauflager ist nunmehr in Ruhe.

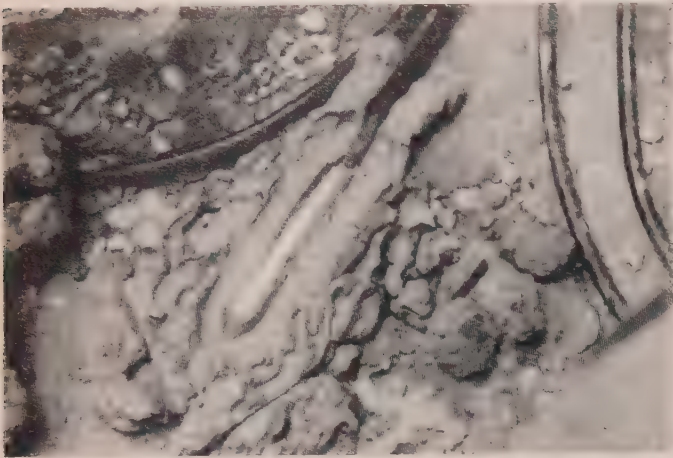


Abb. 36. Geber für Meßstelle 2 wird in Lehm eingebettet.

Im Lehmkern wurden in 3 Meßhorizonten 7 Maihak-Porenwasserdruckgeber verlegt. Ein weiterer Geber liegt in der luftseitig angrenzenden Filterzone. Den Einbau des Gebers auf Horizont 675,60 m ü. NN zeigen die Abb. 37 und 38.

Auf eine größere Anzahl von Gebern konnte auf Grund der mit diesen Meßgeräten im Erddamm bei Roßhaupten gemachten Erfahrungen verzichtet werden [16] [17].

Die Messungen im Lehmkern brachten im einzelnen folgende Ergebnisse:

Nach Überschüttung der Geber traten kurzfristig etwa 100 % Porenwasserdruck, bezogen auf das Überlagerungsgewicht, auf. Während der weiteren Dammschüttung blieben die Porenwasserdrücke gegenüber dem Überlagerungsgewicht erheblich zurück (Abb. 37 und 38), wobei eine deutliche Abhängigkeit dieses Druckabfalles von der Entfernung des Gebers zur durchlässigen Dammschüttungszone zu erkennen ist.

Abb. 37 gibt eine Übersicht über die Veränderung der Porenwasserdrücke vom Einbau der Meßgeber bis 9 Monate nach der Speicherfüllung, insgesamt über einen Zeitraum von 16 Monaten.

Die Abhängigkeit des Porenwasserdruckes vom Überlagerungsgewicht während der Dammschüttung zeigt Abb. 38. Im Lehmkern des Staudammes Roßhaupten wurden schon früher dieselben Erscheinungen während der Dammschüttung beobachtet.

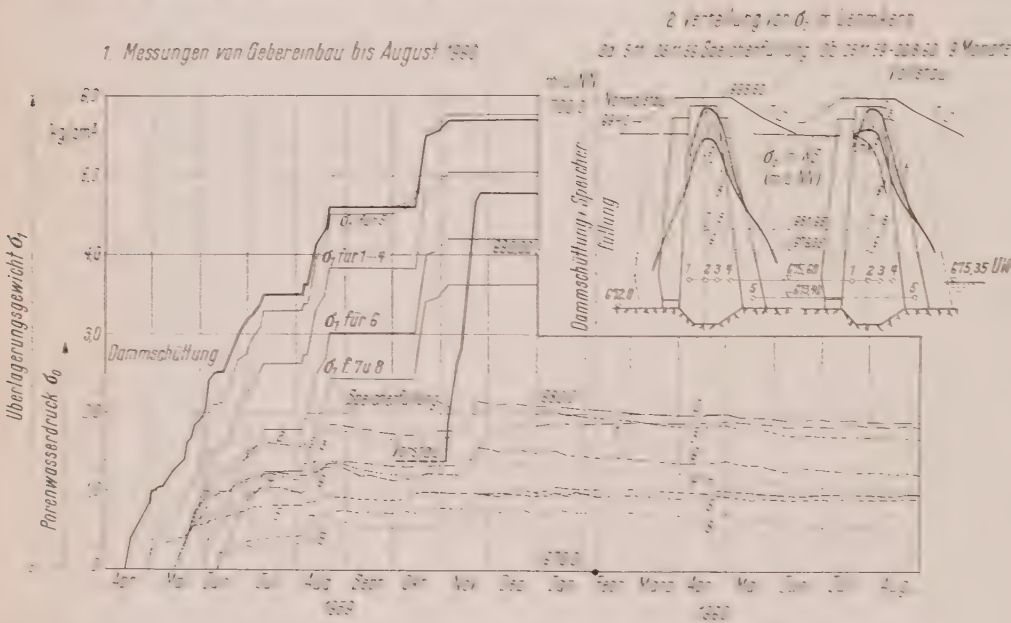


Abb. 37. Stufe 6 — Porenwasserdruckmessungen mit Maihak-Gebern im Lehmkern. — 1. Porenwasserdruckmessungen während der Dammschüttung und weitere 9 Monate nach Vollstau; 2. Zunahme von σ_0 durch Speicherfüllung und Veränderung durch 9 Monate Vollstau.

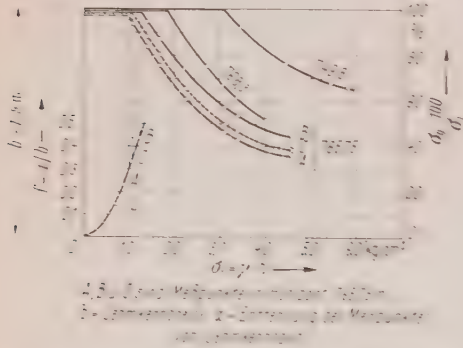


Abb. 39. Staudamm Roßhaupten — Porenwasserdruck σ_0 in Abhängigkeit vom Überlagerungsgewicht σ_1 gemessen in 3 Horizonten während der Dammschüttung. Beginn des Druckabfalles im Porenwasser, abhängig von $f = r/b$, im Horizont 765,75 m ü. NN (Linie L) [17].

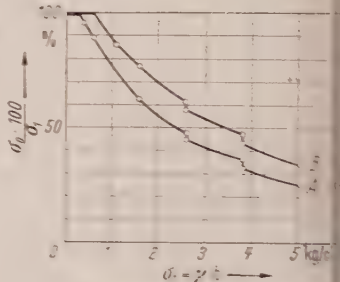


Abb. 38. Stufe 6 — Porenwasserdruck σ_0 während der Dammschüttung in Abhängigkeit vom Überlagerungsgewicht σ_1 .

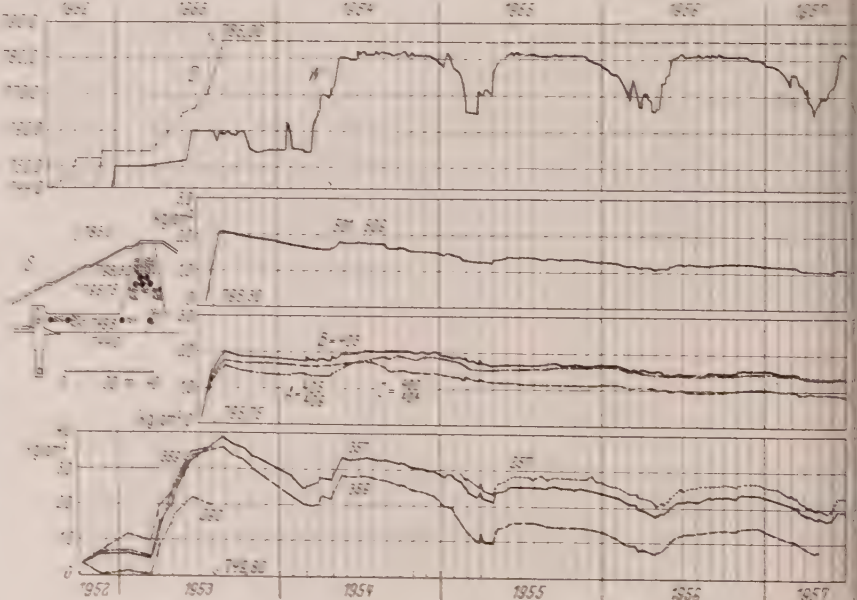


Abb. 40. Staudamm Roßhaupten. 5 Jahre Porenwasserdruckmessungen in 3 Meßhorizonten des Lehmkernes [17].

Die Abb. 39 und 40 sind einer Veröffentlichung von Dr. Treiber [17] entnommen.

Allgemein kann gesagt werden, daß der gemessene Abfall der Porenwasserspannungen gegenüber dem Überlagerungsgewicht von der Geberlage, der Schüttgeschwindigkeit, dem Verdichtungsgrad und auch der Durchlässigkeit des Materials abhängt. Er ist jedoch noch kein unmittelbarer Maßstab für die Durchlässigkeit des Dichtungskernes. Es wird noch besonders darauf hingewiesen, daß das Überlagerungsgewicht für die Abb. 40 und 41 aus der voll angesetzten Schütthöhe ermittelt wurde. Bei wesentlicher Verjüngung der Dammbreite, also im obersten Bereich, wäre eine Druckverteilung der Trapezlast zu berücksichtigen, wodurch sich der Prozentanteil der Porenwasserspannungen etwas erhöht.

Durch eine Unterbrechung der Dammschüttung Stufe 6 am linken Anschlußteil ergab sich die Möglichkeit, die Auswirkung einer neu aufgetragenen Last nach einer längeren Konsolidierungsperiode festzustellen.

Die Dammerhöhung um 5,5 m brachte einen Porenwasserdruckanstieg von ca. 20 % der neu hinzugekommenen Last, wenn diese auf die Dammbreite im Geberhorizont bezogen wird. In diesem Fall stimmt die Druckreaktion mit der nachfolgend geschilderten Auswirkung der Speicherfüllung überein.

Bei Fertigstellung des Dammes betrug der Porenwasserdruck in Lehmkernmitte im unteren Horizont 675,60 m ü. NN max. 35,4 % des Überlagerungsgewichtes, ermittelt aus Bodengewicht und voller Dammhöhe (Linien für σ_1 in Abb. 38), 28 % im mittleren Horizont 679,35 m ü. NN und 22 % im oberen Horizont 681,95 m ü. NN. Den Einfluß der unmittelbar nach Dammfertigstellung ein-

setzenden Speicherfüllung zeigt Abb. 37, in dem unter 2a die Porenwasserspannungen in m WS über dem jeweiligen Geberhorizont aufgetragen sind. Es ist daraus zu ersehen, daß sich diese neue Last luftseitig ebenso auswirkte wie an der Wasserseite.

Im Staudamm Roßhaupten nahm diese Druckreaktion infolge der größeren Lehmkernbreite und der größeren Steifigkeit des Lehms gegen die Luftseite hin ab (Abb. 41). Diese Abbildung enthält gleichzeitig die Ergänzung der in Abb. 40 dargestellten Kontrollmessungen, so daß nunmehr für Roßhaupten Beobachtungen über rd. 8 Jahre vorliegen.

Nach Vollstau des Zwischenspeichers Stufe 6 stieg der Porenwasserdruck bei Meßstelle Nr. 1 (1 m vom Lehmkernrand entfernt) unter dem Einfluß der Stauhaltung weiterhin an und erreichte Anfang Januar die Druckhöhe des Speicherspiegels (Abb. 37), während an den übrigen Meßstellen dieses Horizontes 675,60 m ü. NN seit Vollstau ein Konsolidierungsvorgang zu beobachten ist. Die Gegenüberstellung der Meßwerte des Horizontes 675,60 m ü. NN vom 25. 11. 1959 und 22. 8. 1960, also nach 9 Monaten Vollstau, ist unter 2b in Abb. 37 dargestellt. Verbindet man auch die Ergebnisse der Meßstellen 6, 7 und 8 vom 22. 8. 1960 — gestrichelte Linie in Diagramm 2 b —, so ist daraus bereits die zu erwartende Strömungsdrucklinie zu erkennen. Der Druck bei Meßstelle 7 mußte nach Vollstau ansteigen, da der Restdruck aus dem Überlagerungsgewicht kleiner als der sich voraussichtlich einstellende Strömungsdruck war. Nach den bisherigen Meßergebnissen konnte festgestellt werden, daß der Stauwasserdruck durch den Dichtungskörper des Staudammes praktisch vollkommen abgebaut wird. Zur Ergänzung der Gebermessungen im

Damm-Innern ist vorgesehen, auf der Luftseite des Dammes noch 2 Kontrollreihen mit Piezometerrohren einzubauen.

Auf der Lehmkernkrone (Kote 697,50 m ü. NN) wurden nach Dammfertigstellung zwölf Kontrollpunkte — verteilt auf die ganze Kronenlänge — gesetzt. Durch die Speicherfüllung ergab sich keine Horizontalbewegung des Dammes. Die Konsolidierung des Dammes an den einzelnen Meßstellen ist infolge des ungleichen Untergrundes und des Bauvorganges unregelmäßig. Die Meßergebnisse (mit Beobachtungen schon während des Bauvorganges) enthält Abb. 42.

Literatur:

1. J. Frohnholzer: Der Speicher Roßhaupten als Hauptglied für den Rahmennplan des Lechs. Wasserwirtschaft (1953) H. 7 u. 8.
2. E. Conradi: Diskussionsbeitrag zu: Erfahrungen mit dem Tagesschwellbetrieb von Wasserkraftwerken. Elektrizitätswirtschaft (1960), H. 13.
3. C. Föckeler: Die Druckrohrleitung des Lechspeicherkraftwerkes Roßhaupten. Stahlbau (1956), H. 1 u. 2.
4. The Maramoilli Reservoir Automatic Siphon Spillway, Min. Proc. Inst. C. E. Vol. 224, p. 42.
5. S. Leviansky: Irrigation and Hydraulic Design. Vol. 2 Irrigation Works, published Chapman-Hall, Ltd. London 1957.
6. H. Press: Stauanlagen und Wasserkraftwerke. III. Teil Wehre, S. 117 Zweite Auflage. Berlin: W. Ernst & Sohn 1959.
7. W. Flüge: Statik und Dynamik der Schalen. Zweite Aufl. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1957.

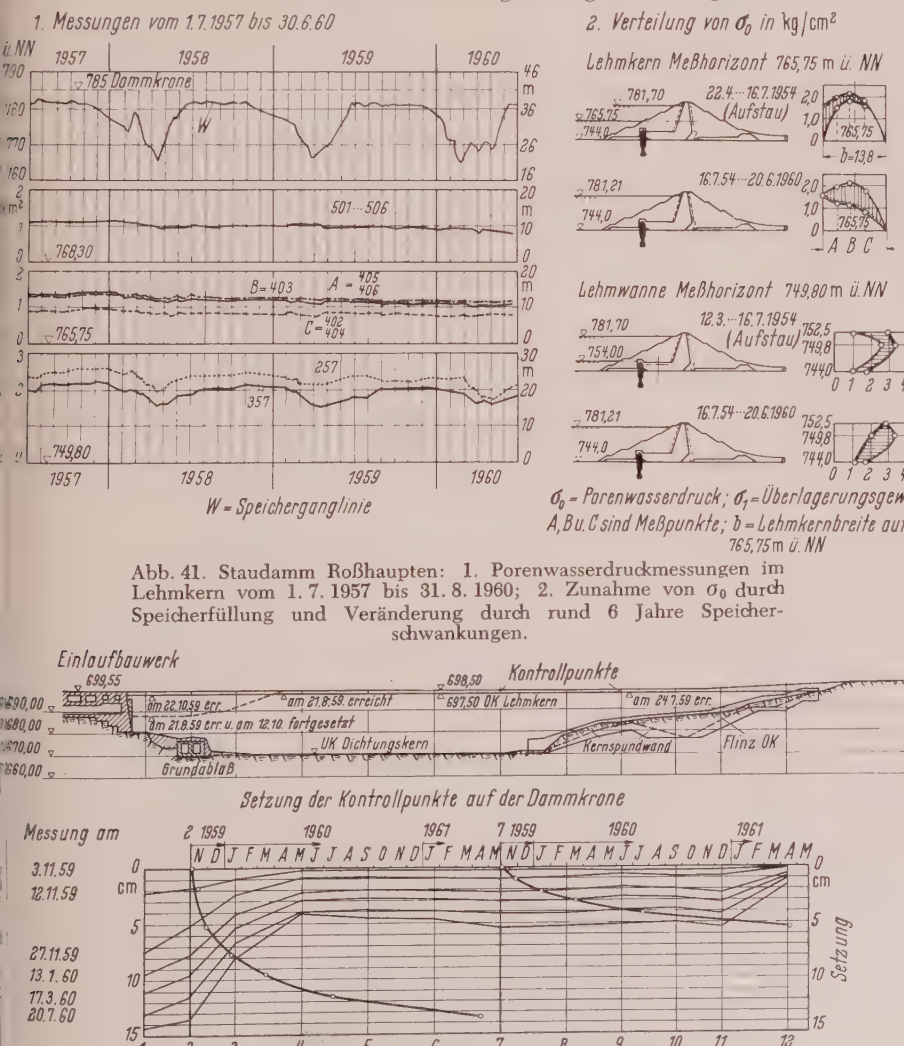


Abb. 41. Staudamm Roßhaupten: 1. Porenwasserdruckmessungen im Lehmkern vom 1.7.1957 bis 31.8.1960; 2. Zunahme von σ_0 durch Speicherfüllung und Veränderung durch rund 6 Jahre Speicherschwankungen.

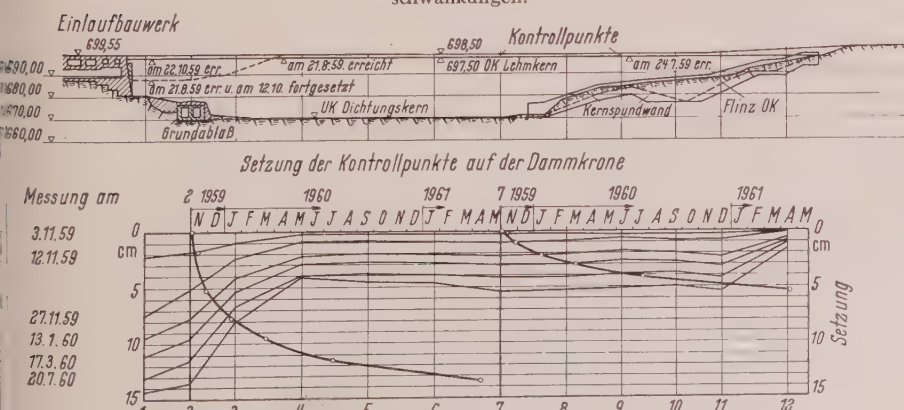


Abb. 42. Stufe 6 — Dammlängsschnitt mit Verteilung der gemessenen Setzungen und Zeitsetzungslinien für die Meßpunkte 2 und 7.

8. A. Föppl: Drang und Zwang, III. Band. München: R. Oldenbourg 1947.
9. R. Kuhn: Temperatur- und Dehnungsmessungen an einem Wehrpfeiler. Beton- und Stahlbeton (1952), H. 9/10.
10. R. Kuhn: Erfahrungen mit Dehnungsmessungen im Massengest. VDI-Zeitschr. 99 (1957), Nr. 17.
11. Betonkalender (1960), S. 150.
12. F. Treiber: Das Verhalten von Eisenbeton-I-Balken unter dem Einfluß dauernd ruhender und häufig wiederholter Belastung. Dissertation, T. H. Karlsruhe 1934.
13. H. Breth: Erdbeton für Staudämme. Ein Herstellungsverfahren. Baumaschine u. Bautechn. (1955), H. 10.
14. H. Breth: Die erdbaumechanischen und erdbautechnischen Untersuchungen für das Pumpspeicherwerk Happurg. Bautechn. (1958), H. 6.

15. J. Krauss: Die Ausführung des Staudammes am Sylvestein. Baumaschine u. Bautechn. (1959), H. 10.

16. F. Treiber: Messungen und Beobachtungen am Staudam Roßhaupten. (Überwachung und Verhalten des Dammes während der Bauzeit, nach der Fertigstellung und während seiner Inanspruchnahme, insgesamt über einen Zeitraum von 5 Jahren). 6. Kongreß für Talsperren, New York 1958. Beitrag zu Frage Nr. 21.

17. F. Treiber: Die angewandten Verdichtungsmethoden bei Bau des Staudammes Roßhaupten, deren Wirksamkeit und das Verhalten des Lehmichtungskernes. 6. Kongreß für Talsperren, New York 1958. Beitrag zu Frage Nr. 22.

18. Technische Blätter 1960. Wayss & Freytag KG Nr. 9 S. 1 bis 88.

Zur Berechnung von Maximalmomenten in Wendeltreppen-Spindeln

Von Mok-Kong Shen, München

DK 69.026.31 : 69.026.254 : 624.041.62

Das größte Moment in der an beiden Enden gelenkig gelagerten Spindel einer Wendeltreppe mit einer vollen Wendeldrehung hat H. Lüdtke untersucht [1]. Obwohl die von ihm angegebene Formel richtig bleibt, hat es sich jedoch bei näherer Betrachtung gezeigt, daß seine Theorie nicht aufrechterhalten werden kann. Es wurde nämlich von ihm bei der Ableitung der Formel die Belastung als auf der ganzen Treppe angreifend angenommen, so daß die Möglichkeit einer ungünstigeren Teilbelastung der Verkehrslast außer acht gelassen war. Weiter wurde der Vektor des Schnittmoments auf eine bestimmte Ebene projiziert und diese Projektion, jedoch nicht der Betrag des Vektors selbst, zum Maximum gemacht. Aus dem Maximalwerden einer Projektion darf man aber nicht schließen, daß der Betrag des Vektors auch zum Maximum wird. Zur theoretischen Vollständigkeit wird daher im folgenden versucht, mittels eines Einflußdiagramms des Schnittmomentenvektors eine richtige Ableitung der von Lüdtke gewonnenen Formel anzugeben. Das Lösungsverfahren ist nicht auf das ursprüngliche Problem beschränkt, sondern kann auch für allgemeinere Aufgaben herangezogen werden. Es wird an Hand eines Beispiels gezeigt, daß für Treppen mit mehr als einer Wendeldrehung das größte Moment in der Spindel erheblich von dem größten Wert unter Vollbelastung abweichen kann, so daß die Tatsache, daß Lüdtke in dem Spezialfall zu einem richtigen Ergebnis kam, von zufälliger Natur war.

Das von Lüdtke behandelte Problem ist in Abb. 1 wiedergegeben. Um einfache, geschlossene Formeln für den Verlauf des Maximalmoments zu bekommen, bedienen wir uns derselben Idealisierung, die Lüdtke in seiner Unter-

suchung getroffen hat. Diese Idealisierung besteht darin, daß an Stelle der wirklichen Treppe mit endlicher Stufenzahl eine mit unendlich vielen, unendlich schmalen, von der Spindel ausragenden Stufen gebaute Treppe zugrunde gelegt wird; die Treppe sieht dann etwa wie eine glatte Schraubenfläche aus.

Das Moment, das von den einzelnen Stufenelementen an die Spindel abgegeben wird, sei m pro Winkелеinheit der Stufenfläche im Grundriß. Zur Unterscheidung zwischen der Wirkung des Eigengewichts und der Wirkung der Verkehrslast werden m_g und m_p benutzt. Ein Stufenelement, das zwischen φ und $\varphi + d\varphi$ liegt, gibt z. B. unter Verkehrslast allein ein Moment

$$m_p d\varphi = \frac{1}{3} p r^3 d\varphi$$

an die Spindel ab (p = gleichmäßig verteilte Verkehrslast). Das durch den Angriff von $m_p d\varphi$ an der Stelle $z = \varphi/2\pi$ verursachte Schnittmoment im Querschnitt u der Spindel bezeichnen wir mit dem Vektor $M_{u\varphi} d\varphi$. Es wird stets der untere Querschnittsebene betrachtet. Es ist zweckmäßig für das Folgende, den Schnittmomentenvektor nicht direkt nach der üblichen Schraubenregel, sondern um 90° im Uhrzeigersinn gedreht darzustellen. Ein Momentenvektor, der im Grundriß des Querschnitts wie in Abb. 2b dargestellt ist, hat dann in Ansicht den in Abb. 2a gezeigten Wirkungssinn.

Die Momenteneinflusslinie des Querschnitts u für das Moment an einem beiderseitig frei aufgelagerten Balken der Länge h ist in Abb. 3 aufgezeichnet. Hieraus folgt für den Querschnitt u unserer Spindel:

(a) Für $0 \leq \varphi \leq \varphi_u$, d. h. $0 \leq z \leq u$

(Abb. 4a): Der Vektor $M_{u\varphi} d\varphi$ hat die Richtung $\varphi + \pi$ und ist von der Größe

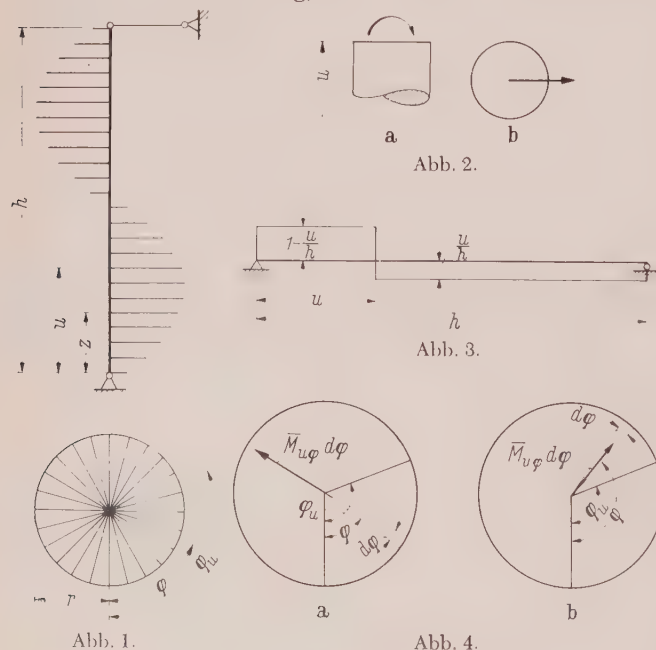
$$\left(1 - \frac{u}{h}\right) m d\varphi = \left(1 - \frac{\varphi_u}{2\pi}\right) m d\varphi.$$

(b) Für $\varphi_u \leq \varphi \leq 2\pi$, d. h. $u \leq z \leq h$

(Abb. 4b): Der Vektor $M_{u\varphi} d\varphi$ hat die Richtung φ und ist von der Größe

$$\frac{u}{h} m d\varphi = \frac{\varphi_u}{2\pi} m d\varphi.$$

Das Schnittmoment M_u im Querschnitt u der Spindel ist die Resultierende der unendlich vielen, in verschiedenen Richtungen befindlichen kleinen Vektoren $M_{u\varphi} d\varphi$, die durch die Belastung an den einzelnen Stufen hervorgerufen werden. Jedem dieser kleinen Vektoren kann ein Kreissektor vom Radius $|M_{u\varphi}| = M_{u\varphi}$ und der Winkelöffnung $d\varphi$ zugeordnet werden. Wenn $M_{u\varphi}$ von konstanter Größe ist, entsteht hieraus ein Bild wie das in Abb. 5 gezeigte. Um die Resultierende M_u zu ermitteln, setzen wir uns zunächst die Aufgabe, die Summe der Komponenten in der Richtung aller in Abb. 6 dargestellten kleinen Vektoren zu berechnen. Diese gesamte Komponente ist offenbar:



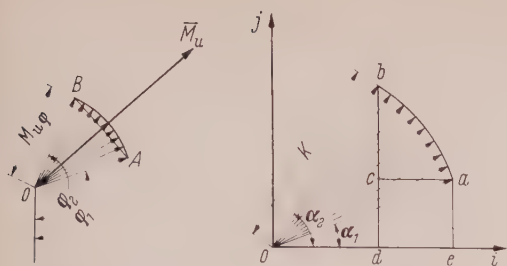


Abb. 5.

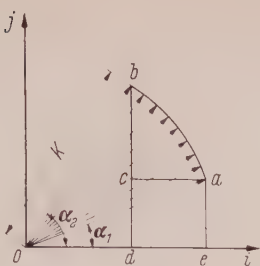


Abb. 6.

$$\int_{\alpha_1}^{\alpha_2} K \cos \alpha \, d\alpha = K (\sin \alpha_2 - \sin \alpha_1) = \bar{d}b - \bar{e}a = \bar{c}b.$$

Dabei ist $\bar{c}b$ die Projektion von dem Bogen $\widehat{ab}$ auf die Richtung j , wenn $\widehat{ab}$ im Gegenuhrzeigersinn durchlaufen wird, und ist positiv oder negativ, je nachdem, ob cb mit der positiven oder negativen Richtung von j übereinstimmt (i und j bilden ein rechtshändiges System).

Hieraus ist ersichtlich, daß die Resultierende M_u in Abb. 5 die Größe

$$AB = 2 M_{uq} \cdot \sin \frac{\varphi_2 - \varphi_1}{2}$$

hat. Die Richtung von M_u fällt offenbar in die Winkelhalbierenden von $\angle AOB$.

Mit der obigen Vorbereitung gehen wir über zur Erläuterung eines Momenteneinflußdiagramms für Querschnitt u , welches in Abb. 7 aus den zwei voll gezeichneten Bögen PQ und ST von Radien

$$1 - \frac{\varphi_u}{2\pi} \text{ und } \frac{\varphi_u}{2\pi}$$

besteht. Es sei zunächst angenommen, daß für die gegebene Belastung $m = 1$ gilt. Ist die Treppe in dem Bereich $\varphi_1 \leq \varphi \leq \varphi_2$ ($\varphi_1 \leq \varphi_u$) belastet, so ist nach (b) das Schnittmoment ein Vektor OF in Richtung

$$\frac{\varphi_1 + \varphi_2}{2}$$

von Größe

$$AB = 2 \sin \frac{\varphi_2 - \varphi_1}{2}$$

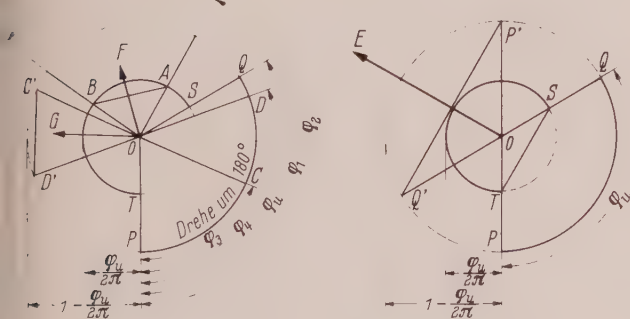


Abb. 7.

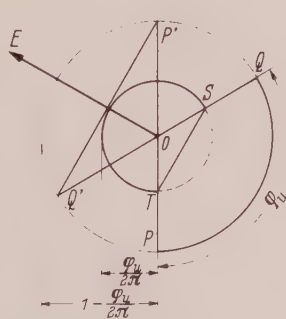


Abb. 8.

Liegt die Last in dem Bereich $\varphi_3 \leq \varphi \leq \varphi_4$ ($\varphi_4 \leq \varphi_u$) so ist nach (a) bei Benutzung des Diagramms eine Drehung der radialen Strahlen um 180° erforderlich, wie in der Abbildung vermerkt. Die Resultierende OG liegt in diesem Fall in der Richtung

$$\frac{\varphi_3 + \varphi_4}{2} + \pi$$

und hat die Größe

$$\bar{C'D'} = 2 \sin \frac{\varphi_4 - \varphi_3}{2}$$

Ist nun $m \neq 1$, so sind die Größen AB und $\bar{C'D'}$ noch mit m zu multiplizieren. Treten Belastungen gleichzeitig in den Bereichen $\varphi_1 \leq \varphi \leq \varphi_2$ und $\varphi_3 \leq \varphi \leq \varphi_4$ auf, so kann

man die Resultierenden von OF und OG nach den üblichen Regeln der Vektoraddition leicht finden.

Wir sind jetzt in der Lage, den Verlauf des Maximalmoments der Spindel zu verfolgen. Zunächst wird der Fall der Eigengewichtsbelastung erledigt. Unter Beachtung der im Zusammenhang mit Abb. 6 erwähnten Vorzeichenregel liest man aus Abb. 8 die Größe des Schnittmomentenvektors OE sofort ab:

$$M_u = m_g (\bar{P'Q'} + \bar{ST}) = m_g \left[2 \left(1 - \frac{\varphi_u}{2\pi} \right) \sin \frac{\varphi_u}{2} + 2 \cdot \frac{\varphi_u}{2\pi} \sin \frac{\varphi_u}{2} \right] = 2 m_g \sin \frac{\varphi_u}{2}.$$

Das größte Schnittmoment, $\text{Max } M_u$, tritt demnach im Schnitt $\varphi_u = \pi$, d. h. in der Mitte der Spindel, auf und hat die Größe $2 m_g$.

Für den Fall Eigengewicht mit Verkehrslast muß man die ungünstigste Laststellung für beliebigen Querschnitt u feststellen. Man geht hier genauso vor wie beim Brückenbau; es ist nur zu beachten, daß in unserem Diagramm an die Stelle von skalaren Größen vektorielle Größen treten. Wie man nach einfacher Überlegung einsieht, erzeugt die in Abb. 9 dargestellte Laststellung der Verkehrslast das

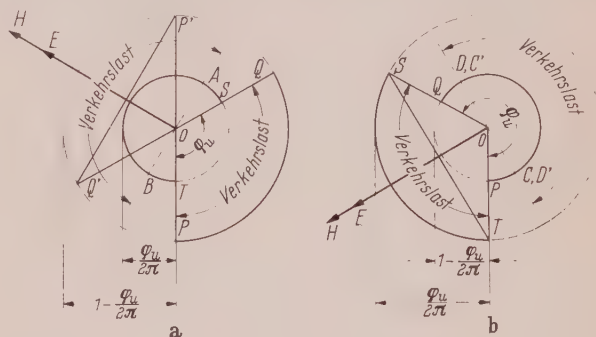


Abb. 9.

maximale Gesamtmoment in dem Querschnitt u ($m_p = \text{konst.}$ vorausgesetzt). Der Schnittmomentenvektor OH infolge Verkehrslast allein fällt hier in die Richtung $\varphi_u/2 + \pi$, in der auch der Schnittmomentenvektor OE infolge des Eigengewichts liegt. Das Maximalmoment für den Querschnitt u hat demnach die Richtung $\varphi_u/2 + \pi$ und die Größe:

(a) Für $0 \leq \varphi_u \leq \pi$, d. h. $0 \leq u \leq h/2$ (Abb. 9a):

$$M_{u(\text{max})} = m_p (\bar{P'Q'} + \bar{AB}) + OE \\ = 2 m_p \left[\left(1 - \frac{\varphi_u}{2\pi} \right) \sin \frac{\varphi_u}{2} + \frac{\varphi_u}{2\pi} \right] + 2 m_g \sin \frac{\varphi_u}{2}.$$

(b) Für $\pi \leq \varphi_u \leq 2\pi$, d. h. $h/2 \leq u \leq h$ (Abb. 9b):

$$M_{u(\text{max})} = m_p (\bar{ST} + \bar{C'D'}) + OE \\ = 2 m_p \left[\frac{\varphi_u}{2\pi} \sin \frac{\varphi_u}{2} + \left(1 - \frac{\varphi_u}{2\pi} \right) \right] + 2 m_g \sin \frac{\varphi_u}{2}.$$

Die Größe von $M_{u(\text{max})}$ ist symmetrisch bezüglich der Mitte der Spindel, was auch wegen der in gewissem Grade vorliegenden Symmetrie des Problems zu erwarten war. Rechnet man die Ableitung $dM_{u(\text{max})}/d\varphi_u$ aus, so sieht man gleich, daß diese für $\varphi_u = \pi$ verschwindet. Das größte Moment in der Spindel ist folglich

$$\text{Max } M_{u(\text{max})} = 2 m_p + 2 m_g = \frac{2}{3} (p + g) r^3.$$

Das ist die Formel, die zu beweisen war.

Unser Einflußdiagramm für den Schnittmomentenvektor ist allgemein brauchbar. Auch mit Fortfall der eingangs getroffenen Idealisierung kann man das Diagramm mit Vorteil anwenden. Es treten dann eine Anzahl einzelner Vektoren auf, die man zu addieren hat. Für Treppen mit mehr als einer Wendeldrehung bzw. mit Bruchteil einer Wendeldrehung sind die Radien der Bögen in Abb. 7 entsprechend zu ändern; an die Stelle des Ausdrucks $\varphi_u/2\pi$

tritt jetzt $\varphi_u/2n\pi$, wenn n die Anzahl der Wendeldrehungen ist. Eine teilweise Überdeckung der Bogen mit sich findet hier statt; bei Benutzung des Diagramms ist darauf achtzugeben.

Für eine Treppe mit zwei Wendeldrehungen kann man mit Hilfe der Einflußdiagramme, auf deren Aufzeichnung hier verzichtet sei, den folgenden Verlauf des maximalen Schnittmoments leicht gewinnen:

(a) Für $0 \leq \varphi_u \leq \pi$, d. h. $0 \leq u \leq h/4$, ungünstigste Verkehrslast in Bereichen

$$\varphi = 0 \sim \varphi_u, \left(\frac{\varphi_u}{2} + \frac{\pi}{2}\right) \sim \left(\frac{\varphi_u}{2} + \frac{3\pi}{2}\right) \text{ und } \left(\frac{\varphi_u}{2} + \frac{5\pi}{2}\right) \sim \left(\frac{\varphi_u}{2} + \frac{7\pi}{2}\right):$$

$$M_{u(\max)} = 2m_p \left[\left(1 - \frac{\varphi_u}{4\pi}\right) \sin \frac{\varphi_u}{2} + 2 \cdot \frac{\varphi_u}{4\pi} \right] + 2m_g \sin \frac{\varphi_u}{2}.$$

(b) Für $\pi \leq \varphi_u \leq 2\pi$, d. h. $h/4 \leq u \leq h/2$, ungünstigste Verkehrslast in Bereichen

$$\varphi = \left(\frac{\varphi_u}{2} - \frac{\pi}{2}\right) \sim \left(\frac{\varphi_u}{2} + \frac{\pi}{2}\right), \varphi_u \sim \left(\frac{\varphi_u}{2} + \frac{3\pi}{2}\right) \text{ und } \left(\frac{\varphi_u}{2} + \frac{5\pi}{2}\right) \sim 4\pi:$$

$$M_{u(\max)} = 2m_p \left[\frac{\varphi_u}{4\pi} \sin \frac{\varphi_u}{2} + 1 \right] + 2m_g \sin \frac{\varphi_u}{2}.$$

(c) Für $2\pi \leq \varphi_u \leq 3\pi$, d. h. $h/2 \leq u \leq 3h/4$, ungünstigste Verkehrslast in Bereichen

$$\varphi = 0 \sim \left(\frac{\varphi_u}{2} - \frac{\pi}{2}\right), \left(\frac{\varphi_u}{2} + \frac{\pi}{2}\right) \sim \varphi_u \text{ und } \left(\frac{\varphi_u}{2} + \frac{3\pi}{2}\right) \sim \left(\frac{\varphi_u}{2} + \frac{5\pi}{2}\right):$$

$$M_{u(\max)} = 2m_p \left[\left(1 - \frac{\varphi_u}{4\pi}\right) \sin \left(\frac{\varphi_u}{2} - \pi\right) + 1 \right] + 2m_g \sin \left(\frac{\varphi_u}{2} - \pi\right).$$

(d) Für $3\pi \leq \varphi_u \leq 4\pi$, d. h. $3h/4 \leq u \leq h$, ungünstigste Verkehrslast in Bereichen

$$\varphi = \left(\frac{\varphi_u}{2} - \frac{3\pi}{2}\right) \sim \left(\frac{\varphi_u}{2} - \frac{\pi}{2}\right), \left(\frac{\varphi_u}{2} + \frac{\pi}{2}\right) \sim \left(\frac{\varphi_u}{2} + \frac{3\pi}{2}\right) \text{ und } \varphi_u \sim 4\pi:$$
$$M_{u(\max)} = 2m_p \left[\frac{\varphi_u}{4\pi} \sin \left(\frac{\varphi_u}{2} - \pi\right) + 2 \left(1 - \frac{\varphi_u}{4\pi}\right) \right] + 2m_g \sin \left(\frac{\varphi_u}{2} - \pi\right).$$

Der Verlauf von $M_{u(\max)}$ ist symmetrisch bezüglich der Spindelmitte (dies trifft immer zu für Treppen mit ganzen Wendeldrehungen), so daß man sich auf die Hälfte der Spindel beschränken darf. Für den Fall $m_g = 1$, $m_p = 3$ ist in Abb. 10 die Größe $M_{u(\max)}$ aus den obigen Formeln dem Schnittmoment unter Vollbelastung

$$M_u = 2(m_p + m_g) \sin \frac{\varphi_u}{2} \quad (0 \leq \varphi_u \leq 2\pi)$$

$$M_u = 2(m_p + m_g) \sin \left(\frac{\varphi_u}{2} - \pi\right) \quad (2\pi \leq \varphi_u \leq 4\pi)$$

gegenübergestellt. Das größte Moment in der Spindel $M_{u(\max)}$, tritt hier in der Nähe der Viertelpunkte auf. Man bemerke den Unterschied zwischen den beiden Kurve und die Tatsache, daß die Spindelmitte in diesem Fall kein Maximum-, sondern eine Minimumstelle ist.

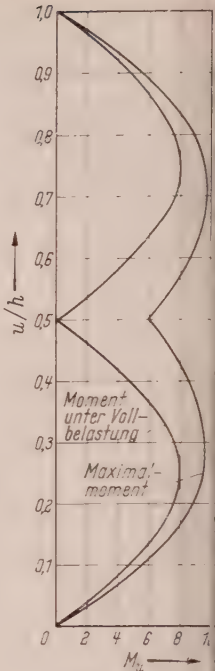


Abb. 10.

Literatur

1. H. Lüdtkke: Momente in Wendeltreppen-Spindeln. Beton und Stahlbeton 53 (1958), H. 6.

Beitrag zur Berechnung des Kreisringes auf elastischer Unterlage

Von Klaus Opladen, Köln

DK 624.072.7 : 624.153.525.

Einführung

Die Fußringe von Behälter-Schalen sind vielfach als Kreisringe auf elastischer Unterlage anzusehen. Ziel dieser Arbeit ist die Angabe des Verdrehungswinkels und der Schnittkräfte eines solchen Kreisringes unter dem Angriff eines gleichmäßig verteilten und rotationssymmetrischen Torsionsmomentes m_t (tm/m), das dem Einspannmoment am Schalenfuß entspricht. Für andere Lastfälle sei auf die Angaben von Oravas [1] und Bechert [5] verwiesen.

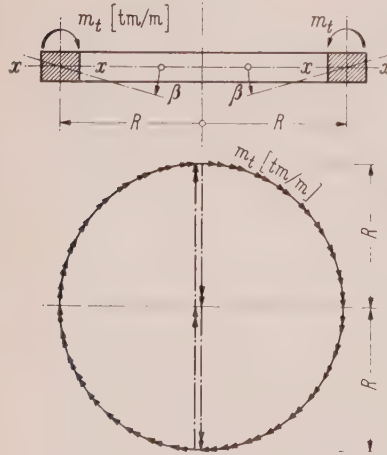


Abb. 1. Freier Kreisring mit Torsionsmoment.

Ableitung

1. Man betrachtet zunächst einen ungestützten Kreisring, der durch ein rundum verteiltes äußeres Torsionsmoment m_t beansprucht wird. Das System ist hierbei in einem Gleichgewichtszustand, für den sich nach Abb. 1 die Schnittkräfte $M_x = m_t \cdot R$ und $M_t = 0$ ergeben. M_x ist das Biegemoment um die x-Achse

des Querschnitts und positiv, wenn es an der Unterseite des Kreisringes Zug erzeugt. Das innere Torsionsmoment M_t ist Null. R ist der Radius des Ringes. Den Winkel β um den sich alle Querschnitte verdrehen, erhält man nach der Arbeitsgleichung aus

$$\beta = \frac{1}{2\pi R} \int \frac{M_x \cdot M'_x}{E \cdot J_x} ds = \frac{m_t R^3}{2\pi R} \int_0^{2\pi} d\varphi = \frac{m_t \cdot R^2}{E \cdot J_x}$$

$M'_x = R$ ist das Biegemoment infolge $m_t = 1$. Weil mit der Integralausdruck die Arbeit auf dem gesamten Umfang eingebracht wurde, war durch $2\pi R$ zu dividieren.

2. Weiterhin untersucht man einen kreisringförmige Fundamentkörper ohne eigene Steifigkeit in Längsrichtung, der auf der elastischen Unterlage aufliegt und durch ein äußeres „Torsionsmoment“ m_t beansprucht wird (Abb. 2). Nach der Bettungszahl-Theorie gilt dann

$$\beta = \bar{m}_t \frac{12}{C_b b^3}$$

mit C_b als Bettungszahl, oder für das Steifezahlverfahren nach DIN 4019 Bl. 2 [2]

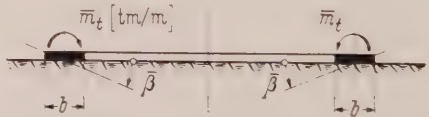


Abb. 2. Kreisringfundament auf elastischer Unterlage.

$$\bar{\beta} = \tan \alpha_{\infty} = \bar{m}_t \frac{12}{\pi E b^2}$$

mit E als Steifezahl, wenn man den Ring als unendlich langen Streifen betrachtet.

3. Legt man nun die beiden Teilsysteme 2 und 1 übereinander (Abb. 3), so ist zwischen beiden das unbekannte „Torsionsmoment“ $X_a (= \bar{m}_t)$ anzusetzen, das ebenfalls rotationssymmetrisch ist. Nach den obigen Angaben gilt:

$$\delta_{a0} = -\beta, \quad \delta_{aa} = \frac{\beta}{m_t} + \frac{\beta}{m_t} \quad \text{und} \quad X_a = -\delta_{a0}/\delta_{aa}.$$

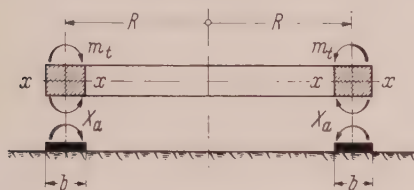


Abb. 3. Unbekanntes Moment X_a (rotationssymmetrisch).

Ergebnis

Mit dem Hilfswert $s^2 = 12 E J_x / C_b b^3$ beim Bettungszahlverfahren oder $s^2 = 12 E J_x / \pi E b^2$ beim Steifezahlverfahren ergibt sich nach einfacher Umformung das unbekannte Moment $X_a = m_t R^2 / (R^2 + s^2)$ und mit diesem die gesuchten Größen am statisch unbestimmten System:

$$M_x = m_t \cdot R \cdot s^2 / (R^2 + s^2) \quad (\text{Biegemoment}) \quad (1a)$$

$$\bar{M}_t = 0 \quad (\text{Torsionsmoment}) \quad (1b)$$

$$Q_x = 0 \quad (\text{Querkraft}) \quad (1c)$$

$$p_{s \max} = \pm m_t \frac{6}{b^2} \cdot \frac{R^2}{R^2 + s^2} \quad (\text{Kantenpressung}) \quad (1d)$$

$$\beta = m_t \frac{R^2}{E J_x} \cdot \frac{s^2}{R^2 + s^2} \quad (\text{Winkeländerung}) \quad (1e)$$

Diese Ergebnisse erfüllen die Gleichgewichtsbedingungen von Oravas [1], bei denen jedoch ein Druckfehler berücksichtigt werden muß

$$(C_1 = K_x \cdot b^2 / 12 = C_b \cdot b^3 / 12).$$

Da zwischen Fundamentring und elastischer Unterlage im allgemeinen keine Zugspannungen übertragen werden können, müssen die Zugspannungen nach (1d) durch mittige Auflasten überdrückt werden. Für die Außermittigkeit $e = m_t / P$ der Last P (t/m) gilt dann der Grenzwert

$$\frac{e}{b} \leq \frac{R^2 + s^2}{6 R^2}$$

Bei geschichtetem Boden kann der Hilfswert s^2 in Anlehnung an [2] genauer bestimmt werden. (Vgl. auch Majer [3].) Ebenso kann man auch mit einer über die Breite b veränderlichen Bettungszahl die Wirklichkeit besser erfassen und gegebenenfalls einen entsprechenden Wert s^2 ermitteln [4]. (s hat die gleiche Längendimension wie R .)

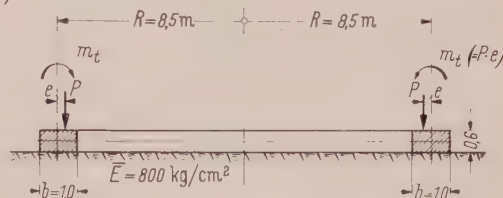


Abb. 4. Zum Zahlenbeispiel.

Zahlenbeispiel

Gegeben ist der Kreisring nach Abb. 4 auf Sandboden mit $E = 800 \text{ kg/cm}^2$.

$$J_x = 1,0 \cdot 0,6^3 / 12 = 0,018 \text{ m}^4, \quad E = 2,7 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$$

für Stahlbeton B 225.

$$s^2 = 12 \cdot 2,7 \cdot 10^{-5} \cdot 0,018 / \pi \cdot 800 \cdot 1,0^3 = 23,2 \text{ m}^2;$$

$$R^2 + s^2 = 95,5 \text{ m}^2,$$

$$M_x = m_t \cdot 8,5 \cdot 23,2 / 95,5 = m_t \cdot 2,06 \text{ tm},$$

$$p_{s \max} = \pm m_t \cdot \frac{6}{1,0^2} \cdot \frac{8,5^2}{95,5} = \pm m_t \cdot 4,54 \text{ t/m}^2,$$

$$\beta = m_t \cdot \frac{8,5^2}{2,7 \cdot 0,018} \cdot 10^{-6} \cdot \frac{23,2}{95,5} = m_t \cdot 3,61 \cdot 10^{-4},$$

$$e/b \leq 95,5 / 6 \cdot 8,5^2 = 0,22.$$

Damit sind alle Größen zur weiteren Berechnung bestimmt.

Literatur

1. G. Oravas: Beitrag zur Berechnung des Kreisringes auf elastischer Unterlage. Bauingenieur 31 (1956), H. 5.
2. DIN 4019 Bl. 2 Entwurf Febr. 1959. Bautechn. 36 (1959), H. 6.
3. J. Majer: Schiefstellung bei Mastfundamenten. Bauingenieur 35 (1960), H. 3.
4. K. Opladen: Zur Berechnung des Balkens auf elastischer Bettung bei veränderlicher Bettungszahl und veränderlicher Biegesteifheit. Bautechn. 37 (1960), H. 11.
5. H. Bechert: Zur Berechnung der Kreisringfundamente auf elastischer Unterlage. Beton- und Stahlbetonbau 53 (1958), H. 6.

Eine einfache Formel zur Abschätzung des Durchlässigkeitskoeffizienten von Tonböden

Von Y. Nishida, Universität Kanazawa, Japan

DK 624.131.221 : 624.131.374

Einleitung

Beim Entwurf von Erdbauten wie Dämmen, Straßen, Flußwehren usw. wird häufig der Durchlässigkeitskoeffizient benötigt. Es ist in der Praxis nicht immer leicht, diesen Wert zu messen, obwohl das — ebenso wie bei den anderen Bodeneigenschaften — natürlich wünschenswert wäre. In solchen Fällen wird man versuchen, den Koeffizienten aus den anderen Kenndaten des Bodens abzuleiten. Die dafür entwickelten Formeln sollten aber nur auf kohäsionslose Böden angewendet werden und scheinen für bindige Böden wie Tone nicht geeignet zu sein.

Überblick über frühere Arbeiten

Der Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens hängt von vielerlei Faktoren wie Korngröße, Kornform, Kornverteilung, Porenziffer, Struktur im Kleinen, Sättigungsgrad des Bodens und Zähigkeit des Wassers ab. D. W. Taylor [1] führte die folgende theoretische Beziehung ein, die von

der Voraussetzung ausgeht, daß der Durchlässigkeitswert prinzipiell von der Porenziffer des Bodens abhängt:

$$k = D_s^2 \frac{\gamma}{\eta} \frac{e^3}{1+e} C. \quad (1)$$

Hierin bedeuten: k den Durchlässigkeitsbeiwert in cm/s , D_s den wirksamen Korndurchmesser, e die Porenziffer, γ das spezifische Gewicht des Wassers in kg/cm^3 , η die dynamische Zähigkeit des Wassers in $\text{kg} \cdot \text{s} / \text{cm}^2$ und C einen Beiwert zur Berücksichtigung der Kornform. Er zeigte, daß die Formel bei Sanden mit den Versuchsergebnissen übereinstimmte. Hazen (1892) und Slichter (1899) stellten fest, daß k proportional zu D_s^2 sei, und Terzaghi (1925) und Rose (1950) veröffentlichten Formeln für k als Funktion von D_s^2 wie auch von der Porenziffer. A. G. Loudon diskutierte diese verschiedenen Formeln und kam zu dem Schluß, daß sie bei Sanden anwendbar seien, daß jedoch die Formel von Kozeny

(1927) den anderen überlegen sei, weil sie statt des Korn-durchmessers die spezifische Oberfläche des Korns enthielte. Daher stellte er folgende neue Formel auf [2]:

$$\log_{10}(kS) = a + bn, \quad (2)$$

worin n das Porenvolumen in Prozent und a, b Konstanten mit den Werten von a etwa 1,365 und b etwa 5,15 sind. H. Sasaki zeigte, wie man bei Sanden den wirksamen Korndurchmesser in Beziehung zur spezifischen Oberfläche bestimmt, und S. Oota entwickelte ebenfalls eine Beziehung zwischen der spezifischen Oberfläche und dem Durchlässigkeitsbeiwert der Sande [3]. Die vielen Faktoren, die für die Durchlässigkeit der Tone eine Rolle spielen, diskutierte T. W. Lambe [4] und berichtete, welchen Einfluß neben der Porenziffer die Bodenstruktur auf sie hat, wenn man das größte Trockenraumgewicht zugrunde legt. Bjerrum berichtete [5] über einige experimentelle Untersuchungen, gab aber keine quantitative Beziehung an.

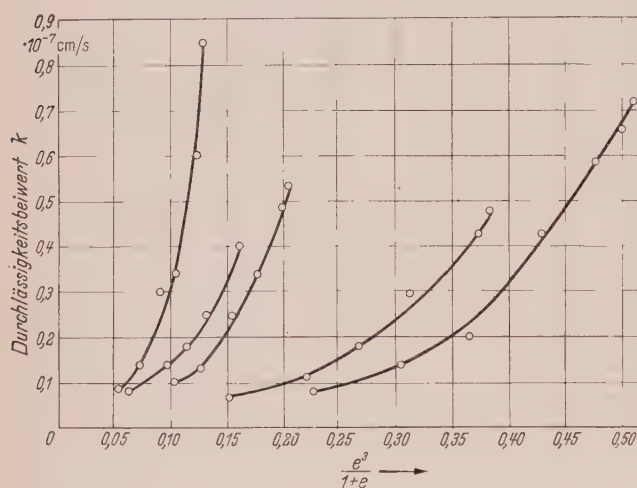


Abb. 1.

H. Yoshinag [6] veröffentlichte auf Grund seiner Erfahrungen folgende Bestimmungsgleichung für Tonböden:

$$k = C \frac{n^{24}}{\eta N^{12} w_{fa}^3}, \quad (3)$$

worin η die dynamische Zähigkeit des Wassers, w_{fa} die Bildsamkeit des Bodens, N der Tonanteil, n das Porenvolumen und C eine Bodenkostante sind. Im allgemeinen hat C den Wert $2 \cdot 10^{-23}$. Da die Bildsamkeit bei schwach bindigen Materialien schwierig zu messen ist, gibt er für solche Fälle an Stelle von (3) eine andere Beziehung an:

$$k = C \frac{n^{15}}{\eta N^7}, \quad (3a)$$

von der er behauptete, daß sie gut mit der Erfahrung übereinstimme ($C = 4 \cdot 10^{-21}$). Da die Bildsamkeit dem

Tonanteil proportional ist, haben die Gln. (3) und (3a) den gleichen Ausgangspunkt. Allerdings kann man nicht allgemein sagen, daß die Messung des Tonanteils leichter ist als die der Bildsamkeit, vielmehr ist die Bildsamkeit bei bindigen Böden eher leichter zu erhalten als der Tonanteil. Wie schon bei den Sanden erwähnt, hängt der Durchlässigkeitsbeiwert stark von der spezifischen Kornoberfläche ab und so können die Gleichungen (3) und (3a), die den Tonanteil und damit die Bildsamkeit enthalten, als Formel angesehen werden, die diesen Einfluß der spezifischen Oberfläche berücksichtigen. Gruner [7] veröffentlichte Versuchsergebnisse über den Zusammenhang zwischen dem Tonanteil von Tonen unter 0,074 mm Durchmesser und dem Durchlässigkeitsbeiwert, fand jedoch keinen quantitativen Zusammenhang.

Untersuchungen des Verfassers

Über zehn verschiedene Arten von Tonböden aus Kanazawa und Toyama in Japan wurden bei den experimentellen Untersuchungen verwendet. Sie wurden 24 Stunden bei 110° C im Ofen getrocknet und zu Pulver zerstampft. Jedes Material wurde bis zur 100%igen Sättigung nach dem Durchgang durch das 0,42-mm-Sieb mit Wasser vermischt. Aus einem Setzungsversuch mit beiderseitiger Entwässerung an Proben von 1,25 cm Dicke und 6 cm Durchmesser wurde die einer 50%igen Konsolidation entsprechende Porenziffer ermittelt. Damit wurde dann die Durchlässigkeit jedes Materials berechnet. Es ergab sich ein Durchlässigkeitsbeiwert von 10^{-6} bis etwa 10^{-7} cm/s bei 20° C. Wie Abb. 1 zeigt, konnte keine Beziehung nach Art der Gl. (1) zwischen dem Durchlässigkeitsbeiwert k und der Porenziffer e festgestellt werden. Das Diagramm in Abb. 2, das nach den Versuchen des Verfassers gezeichnet wurde, weist offenbar auf eine lineare Beziehung zwischen e und $\log_{10} k$ hin — wie gesagt, sehr verallgemeinert. Der Verfasser bringt diese Beziehung wie folgt zum Ausdruck:

$$e = \alpha + \beta \log_{10} k \quad (4)$$

(k in cm/s). α und β sind Konstanten, die von der Bodenart abhängen. α ist diejenige Porenziffer, bei der $k = 1$ ist. β ist die Durchlässigkeitszahl, die dem Gleichförmigkeitsgrad der Körner nach L. Bernell [8] umgekehrt proportional zu sein scheint. Um diese von der Bodenart abhängigen Konstanten α und β zu diskutieren ist nach Ansicht des Verfassers die Bildsamkeit der einfachste und klarste Parameter. So erhielt er α und β (vg. Abb. 3) nach Berechnungen aus Abb. 2. Die Beziehung zwischen der Bildsamkeit w_{fa} und α oder β in Abb. 3 lassen sich folgendermaßen ausdrücken:

$$\alpha = 0,085 w_{fa} + 2,0 \quad (5)$$

$$\beta = 0,0070 w_{fa} + 0,19, \quad (6)$$

wo w_{fa} wieder die Bildsamkeit in Prozent ist. Auf diese Weise kann der Durchlässigkeitsbeiwert abgeschätzt werden, wenn die Porenziffer, die Fließgrenze und die Ausrollgrenze des Bodens bekannt sind. Die Porenziffer eines ge-

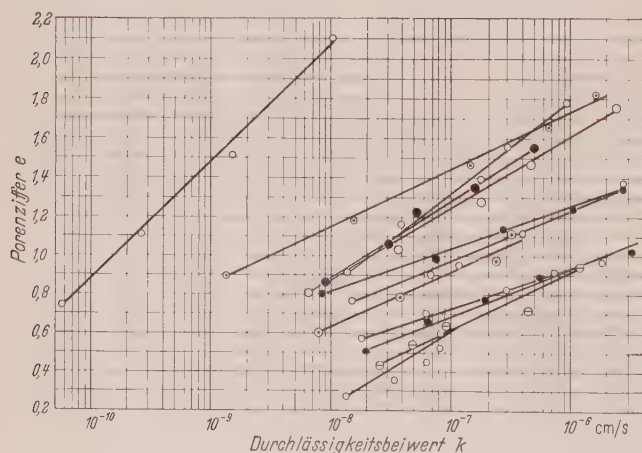


Abb. 2.

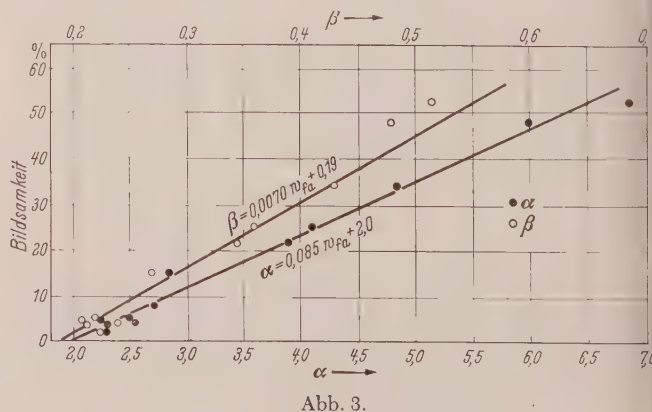


Abb. 3.

sättigten Bodens ist leicht zu erhalten. Abb. 4 und Abb. 5 zeigen die lineare Beziehung zwischen e und $\log_{10} k$, die sich aus den üblichen Setzungsversuchen an ungestörten Proben eines in der Natur anstehenden Tonbodens ergibt. Abb. 4 ist aus den Versuchsergebnissen in senkrechter Richtung und entsprechend Abb. 5 aus den Versuchsergebnissen in horizontaler Richtung abgeleitet. Ähnliche Beziehungen lassen sich für die Funktion der Bildsamkeit von α und β aus den Abbildungen 4 und 5 erhalten. Sie lauten wie folgt:

Durchlässigkeitsbeiwert in vertikaler Richtung (Abb. 6):

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= 0,085 w_{fa} + 1,1 \\ \beta &= 0,0085 w_{fa} + 0,09 \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

Durchlässigkeitsbeiwert in horizontaler Richtung (Abb. 7)

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= 0,10 w_{fa} + 1,2 \\ \beta &= 0,011 w_{fa} + 0,12 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

Die Proben sind wassergesättigt, und mindestens 88 %, durchschnittlich aber 94 % jeden Materials gehen durch das 2,0-mm-Sieb.

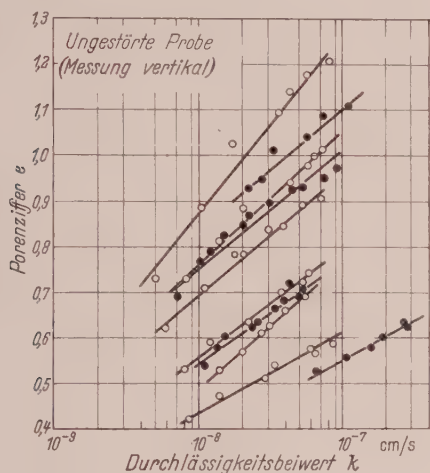


Abb. 4.

Aus den Gln. (5), (6), (7) und (8) wird deutlich, daß α etwa zehnmal so groß ist wie β ($\alpha \approx 10 \beta$). Die Unterschiede im Faktor von w_{fa} scheinen bei den verschiedenen Materialien nicht so groß zu sein, während der Summand ohne w_{fa} bei den gestörten Proben doppelt so groß ist wie bei den ungestörten.

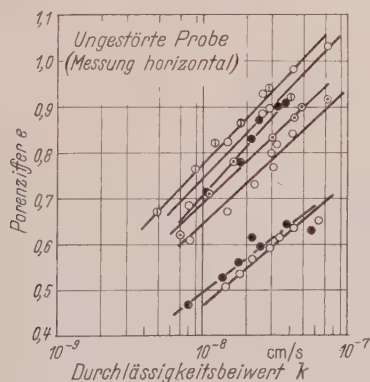


Abb. 5.

Die obigen Beziehungen sind aus Versuchsergebnissen an bindigen Böden abgeleitet worden. Die Beziehungen können auf rollige Materialien ausgedehnt werden, weil die Bildsamkeit der Sande gleich Null gesetzt werden kann:

$$e = (1,0 \cdot 2,0) + (0,1 \cdot 0,2) \log_{10} k. \quad (9)$$

Aus Gl. (2) folgt

$$n = \frac{1}{b} \log_{10} S - \frac{a}{b} + \frac{1}{b} \log_{10} k = (0,2 \log_{10} S - 0,27) + 0,2 \log_{10} k, \quad (10)$$

und man sieht die Ähnlichkeit der beiden Gln. (9) und (10).

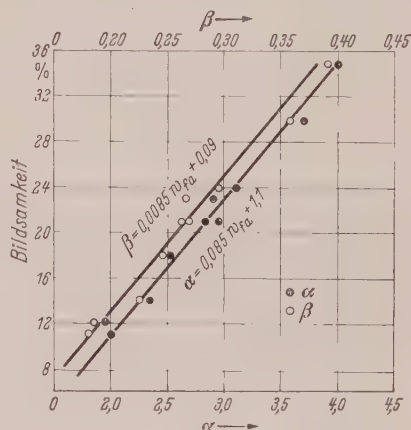


Abb. 6.

Schlußfolgerung

Der quantitative Zusammenhang zwischen dem Durchlässigkeitsbeiwert und der Bildsamkeit, wie er hier abgeleitet wurde, ist auf den großen Bereich der Böden von den Sanden mit geringer Plastizität bis zu bindigen Böden von hoher Bildsamkeit anwendbar. Statt eines Durchlässigkeitsversuches, der viel Zeit und Mühe kostet, ist die Abschätzung des Beiwertes mit Hilfe der einfachen Beziehung zur Bildsamkeit für praktische Grundbauaufgaben ausreichend, da es bei den Tonen nur auf die Größenordnung des Durchlässigkeitsbeiwertes ankommt.

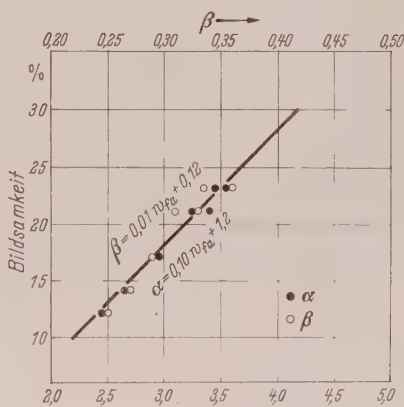


Abb. 7.

Zusammenfassung

Der Bericht gibt eine einfache Formel an, mit deren Hilfe der Durchlässigkeitskoeffizient von Tonböden aus der Porenziffer und der Bildsamkeit der Böden berechnet werden kann.

Literatur:

1. D. W. Taylor: Fundamental of Soil Mechanics (1948), p. 111.
2. A. G. Loudon: Géotechnique. Vol. 3 (1952), p. 165—182
3. H. Sasaki: Journ. of Skinshu Univ. Vol. 3 (1953), No. 3, p. 1; — S. Oota: Trans. Japan Soc. Civil Eng. (1959), No. 16 (Sep.), p. 45—48.
4. T. W. Lambe: Symposium on Permeability of Soils, ASTM S. P. (1954), No. 163, p. 56—67.
5. L. Bjerrum und T. Huder: Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. (1957), Vol. 1, p. 8.
6. H. Yoshinaga: Abstracts of Papers, 6th Annual Conference of Japan. Soc. Civil Eng. (1950), p. 47—49.
7. E. and G. Gruner: Proc. 3rd Int. Conf. Soil. Mech. (1953), Vol. 2, p. 248.
8. L. Bernell: Proc. 4th Int. Conf. Soil. Mech. (1957), Vol. 2, p. 287.

Das Wilshire-Flower-Building in Los Angeles, USA

Von Dr.-Ing. Wilhelm Weiss, z. Z. Freeport/New York, USA

DK 725.23.011.27 : 624.016.7 : 69.022.326 : 693.741 (73)

Die Stadtverwaltung von Los Angeles hatte bisher darauf bestanden, keine Hochhäuser mit mehr als 13 Stockwerken zu genehmigen, ist aber nunmehr von dieser Bestimmung abgegangen und hat den Bau dieses 22 Stockwerke hohen Hauses zugelassen. Mit der Errichtung dieses Baues im Zentrum von Los Angeles ist in einer durch Erdbeben gefährdeten Gegend ein in mancher Hinsicht eigenartiger Geschäftshausbau von bedeutenden Ausmaßen



Abb. 1a. Ansicht des Baues.

entstanden, der voraussichtlich die künftige Entwicklung solcher Hochhausbauten besonders im Hinblick auf die Gestaltung der Außenwände nachhaltig beeinflussen dürfte.

Zur Gewinnung zunächst eines Gesamteindrucks von diesem Bau mögen folgende Daten dienen (Abb. 1, a, b, c):

Die gesamte nutzbare Deckenfläche der 22 Stockwerke beträgt 35 000 m² mit zwei Decken unterhalb des Straßen-Niveaus, die Höhe 82 m über der Straße, die bebaute Fläche 48 × 45 m. Das mechanische System weist zwei getrennte Klimaanlage auf, die eine im obersten Teil des Baues, die zweite in den Untergeschossen, die auch zur Stapelung von Gütern dienen. Die Bauweise ist die Stahlskelettbauweise, umfassend 3350 US-Tonnen Stahlkonstruktion. Die Höhe von Decke zu Decke beträgt 3,5 m bei Raumhöhen von 2,55 m. Die Gesamthöhe des Baues konnte gegenüber den sonst üblichen Höhen um 3,35 m vermindert werden.

Besonderheiten der Stahlkonstruktion

Diese beträchtliche Ersparnis an Höhe und die damit erzielte Wirtschaftlichkeit sind hauptsächlich zurückzuführen auf eine besondere Ausbildung der Deckenunterzüge, bei deren Anschlüssen an die Stützen es als zweckmäßig erschien, im Hinblick auf die Gefährdung des Baues durch seitlich auftretende Kräfte bei Erdbeben und Wind die Stützenanschlüsse so steif als möglich auszubilden. Diese ungewöhnliche Konstruktion fand eine einfache Lösung durch Aufschweißen von aus I-Trägern ausgeschnittenen 1-Stücken an den unteren Flansch der Breitflansch-trägerenden (Abb. 2). So entstand ein 61 cm hoher Anschluß an die Stützen, während in der Mitte der Träger die Höhe nur 41 cm betragen konnte. Die in der Mitte gewonnene optimale Raumhöhe fand eine vorteilhafte Ausnutzung bei der Durchführung von weiträumigen Blechkanälen für die Klimaanlage. Auch die bessere Anschlußmöglichkeit der Träger an die Stützen erwies sich konstruktiv als vorteilhaft.

Der Erzielung höchster Steifigkeit des Baues hatte eine weitere ungewöhnliche Anordnung zu dienen, die in der im Kreis um 90 Grad versetzten Stützenachsen bestand (Abb. 3). Besondere Beachtung wurde ferner schon bei der Planung der Stahlkonstruktion, einer wirtschaftlich ebenfalls wichtigen Frage, gewidmet, die in einer gewissen Normung und der Auswahl einheitlicher Größen des Stahlmaterials erblickt wurde, ein Ziel, das weitgehend erreicht wurde. Das Gewicht der Stahlkonstruktion wurde als weniger als 95 kg/m² ermittelt. Die Architekten sowohl wie auch die Eigentümerin und Erbauerin, die Tishman Realty

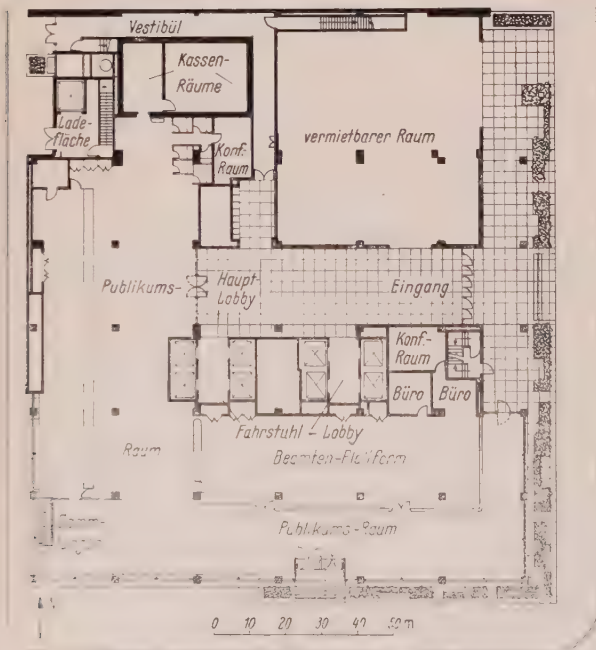


Abb. 1b. Grundriß des Erdgeschosses.

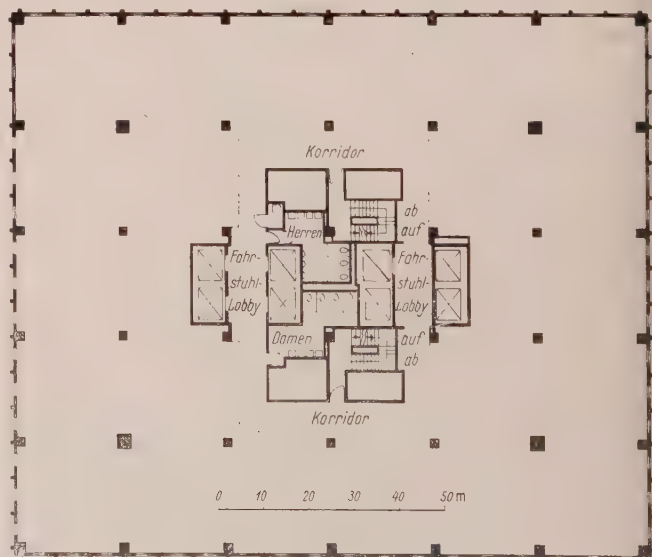


Abb. 1c. Grundriß des Hauptgeschosses.

and Construction Co. Inc. bezeichnen die erzielte hohe Wirtschaftlichkeit dieses Hausbaues als den Haupterfolg.

Die neue Curtain-Wall

Ist so die Stahlkonstruktion im Hinblick auf die gegebenen Notwendigkeiten bemerkenswert, so lernen wir in der Gestaltung und Ausführung der Außenwand eine neue Bauweise einer Curtain-Wall kennen. Das Charakteristische an ihr ist zunächst die vorwiegend handwerkliche und trotzdem wirtschaftliche Herstellung der Wandplatten des "curtains" mit Tafeln, deren nach außen zugekehrten Seiten mit italienischen Glas-Mosaik-Stücken eingedeckt sind. Der ganze Bau ist damit eingehüllt in diese Curtain-Wall mit intensiv blauen Glasteilchen, unterbrochen in Abständen nur von vertikal durchlaufenden Aluminium-Graten. Zur Wahl des Glases für die Mosaikausbildung der Wand gaben die wertvollen Eigenschaften des Glases den Ausschlag, insbesondere seine Beständigkeit, seine Brillanz, seine Widerstandsfähigkeit gegen Schwinden und seine dauernde Farbechtheit — Eigenschaften, die als ideal für eine Außenwand gewertet wurden.

Die Wand ist zusammengesetzt aus Platten mit den Abmessungen $3,5 \times 2,3$ m, womit die Länge von 3,5 m der Geschosshöhe entspricht und die Tafeln an die Randträger der Decken mittels Haltestücken angeschweißt werden können. Jede Platte, bestehend aus einer Kernplatte aus Gips mit darauf aufgesetzten Mosaikglasstücken in intensivem dunklem Blau in der Größe von kaum einer Briefmarke, hat eine Öffnung in der Mitte der Tafel, in die nach dem Einbau der Tafeln in die Wand die $1,52/0,91$ m großen Fenster mit einem Stahlrahmen aus U-förmigem Profil mit 7,5 cm breiter Öffnung eingesetzt werden.

Der Einbau der Platten ist so geplant, daß jede erwartete Bewegung von Platten unabhängig von den benachbarten Platten und Decken vor sich gehen kann, so daß Scherkräfte, herrührend von seitlichen Verrückungen der Decken, von den Wänden isoliert sind. Alle Außenwände sollen sich planmäßig allen seitlichen Bewegungen anpassen können.

Die Herstellung der Platten erfolgte, wie Abb. 4 a, b erkennen lassen, unter freiem Himmel, was in Kalifornien, dem „Land nahe dem Himmel, wie die Kalifornier von ihrem Land mit viel Sonne und wenig Regen sagen, nur natürlich ist. Keine Spezialwerkzeuge, auch kein Gerüst waren nötig. Die Aluminiumgrate über den vertikalen Stößen der Platten werden mit Hilfe einer am Dach des Baues aufgehängten leichten Plattform eingesetzt. Der Einbau der Platten selbst geschieht, wie aus Abb. 5 ersichtlich ist, durch Hochziehen mit einem Seilzug von der 10. Decke aus, für die höheren Geschosse mit dem versetzten Seilzug vom Dach des Gebäudes aus.

Mehr als 7400 m² der Außenwände wurden in Mosaikbauweise eingedeckt. 1180 Platten wurden von der Firma



Abb. 2. Verstärkter Trägeranschluß durch untergebaute geschweißte 1-Stücke.



Abb. 3. Stützen mit um 90 Grad verdrehten Achsen.

Lavenberg hergestellt, die für den Einbau einen besonderen Kitt verwendete, dessen Zweck die Isolation der Platten war, der aber auch die seitlichen Bewegungen der



Abb. 4a. Herstellung der Platten handwerksmäßig.



Abb. 4b. Eingebaute Wandtafeln noch ohne Aluminiumgrat bzw. Verputz der Horizontalkanten.



Abb. 5. Montage der Platten durch Hochziehen von den Decken aus.

Stahlkonstruktion, verursacht durch Wind und Erdbebenkräfte, ermöglichen sollte.

Mit dieser erstmaligen Ausführung einer neuartigen Curtain-Wall haben die bisherigen Bauarten zweifellos eine wertvolle Bereicherung erfahren, und es darf angenommen werden, daß die mosaikartige Glasverwendung für Geschäftshaus-Außenwände nur einen ersten Schritt darstellt. Offenbar sind in dieser Hinsicht noch weitere Möglichkeiten vorhanden, da die bestehende Wirkung solcher Wände ja unbestreitbar ist.

Es ist nicht uninteressant, zu verfolgen, welche Wege bisher bei der Ausbildung solcher Curtain-Walls eingeschlagen wurden. In den verschiedenen Veröffentlichungen der letzten Jahre im „Bauingenieur“ habe ich es mir angelegen sein lassen, die deutsche Bauwelt in detaillierten Beschreibungen über solche Bauten in den USA zu unterrichten, soweit es mir durch persönliche Kontakte mit namhaften Architekten und Consulting Engineers möglich war, die nötigen Unterlagen zu erhalten.

Für diesen Bericht unterstützten mich in dankenswerter Weise die nachstehend genannten Architekten bzw. Ingenieure; auch ein Bericht in den „Steel Construction Digest“ des „American Institute of Steel Construction“ leistete mir durch gute Hinweise förderliche Dienste.

Der wohldurchdachte imposante Bau ist offensichtlich das Werk einer ausgezeichneten Zusammenarbeit zwischen Architekten und Ingenieuren mit der Eigentümerin des Baues, die zugleich als General-Contractor fungierte.

Das Werk schufen: Die Eigentümerin bzw. General-Contractor: die Tishmann Realty and Construction Co. Inc.; die Architekten bzw. Ingenieure: Victor Gruen Associates und Daniel, Mann, Johnson und Mendenhall, beide in Los Angeles; die Stahlbaufirma als ausführende Stahlbaufirma: die Bethlehem Steel Corp.

Vorschlag zur Verankerung von Spundwänden bei schlechtem Baugrund

Von Dipl.-Ing. Silvio von Spieß, Dortmund

DK 624.137.4 : 624.152.634

Auf einer Großbaustelle war folgende Aufgabe gestellt: 12 m über einer Straße war parallel zu ihr ein Gleis zu verlegen (vgl. Abb. 1). Der Baugrund war sehr schlecht und bestand aus angeschnittenem Material. Fester Baugrund war erst in einer Tiefe von ca. 6,0 m unter der Straße anzutreffen.

Folgende Lösung wurde vorgeschlagen (vgl. Abb. 2): Am Fuß der späteren senkrechten Wand werden Schrägpfähle gerammt. Die Pfahlköpfe werden durch einen Ort betonbalken b zusammengefaßt, der Auflagernuten für die senkrechte Spundwand s und für schräg zu verlegende Betonplatten d hat. Auf dem aufgeschütteten Material werden Fertigbetonbalken c aufgelegt, die das andere Auflager für die Betonplatten d bilden und Anker a für die Spundwand aufnehmen.

Nach Aufrichten der Spundwand s und Unterstopfen der Betonbalken c wird der Raum zwischen der Spundwand s und den Betonplatten d verfüllt.

Die statische Wirkungsweise der Gesamtkonstruktion kann man sich vergegenwärtigen, wenn man sich den nachträglich verfüllten Keil monolithisch vorstellt (Abb. 3). Sein Gewicht greift im Schwerpunkt an und trifft die Schrägfläche mit dem natürlichen Böschungswinkel des Schütt-

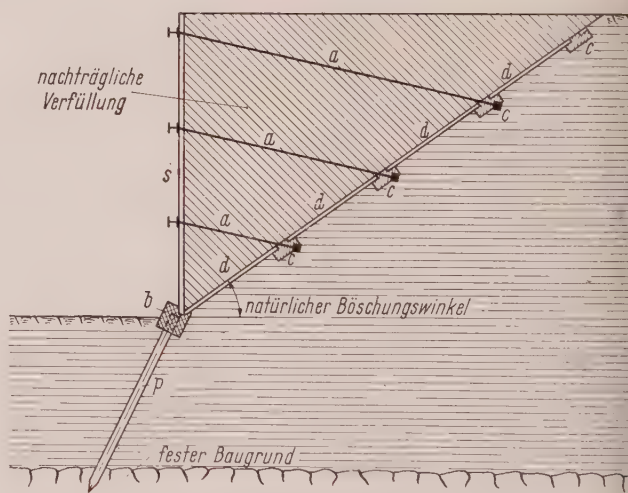


Abb. 2. Verankerung der senkrechten Wand.

materials, wo es sich in 2 Komponenten, normal und senkrecht zu dieser Fläche, zerlegt. Erstere wird ein Einsinken des Keils, letztere sein Abgleiten längs der Fläche bewirken. Diesem Abgleiten entgegen wirken die Schrägpfähle und die Reibung.

Infolge Änderung der Planung kam der beschriebene Vorschlag nicht mehr in Frage und wurde deshalb auch nicht durchgerechnet und auf Grundbruch untersucht. Doch könnte diese Bauweise an anderer Stelle vielleicht eine relativ einfache und nicht allzu kostspielige Lösung von bisher schwer zu meisternden Bauaufgaben bringen, wobei sie den Vorteil der statischen Klarheit und Einfachheit hat, und was die Standsicherheit anbetrifft, ohne problematische Erddrucktheorien auskommt.

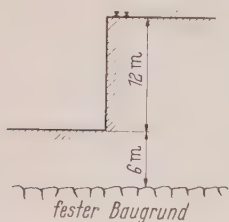


Abb. 1. Übersicht.

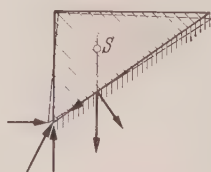


Abb. 3. Gleichgewichtszustand.

Kurze Technische Berichte

DK 627.826 (282.245.12) (047.6)

Der Bau der Gewölbbestaumauer von Speccheri

Die von den Stadtwerken von Verona am Laufe des Leno di Vallarsa, einem im Pasubiomassiv entspringenden Zubringer der Etsch, in den Jahren von 1955 bis 1958 erbaute Talsperre von Speccheri gehört zu den höchsten Gewölbemauern Italiens. Sie schließt oberhalb des Dorfes Speccheri das dort annähernd symmetrische V-Tal des Baches ab. Geologisch handelt es sich bei der Sperrenstelle um eine tief im Ladinier Kalk eingeschnittene, mit Geschieben ausgefüllte Erosionsrinne. Mit der von der Topographie des Tales begünstigten, aber erst durch die Anordnung der Auflagerschwelle mit der abgedichteten Umfangsfuge erreichten vollkommen symmetrischen, schlanken Kuppelform des eigentlichen Sperrenkörpers (Abb. 1) stellt diese Mauer ein typisches Beispiel der unter der schöpferischen Führung von C. Semenza entwickelten italienischen Schule dar.

Tabelle 1. Allgemeine Angaben.

Speicherungsgebiet	13,75 km ²
Fläche, die durch Beileitungen	52,75 km ²
Nutzhalt des Speichers	10,17 hm ³
Nutzhalt des Speichers	9,47 hm ³
Höhe der Überlaufkronen	805,00 m ü. d. M.
Höhe der Mauerkrone	807,85 m ü. d. M.
Stützziel	805,00 m ü. d. M.
Entlastungsziel	745,00 m ü. d. M.
Niedrigster Punkt der Fundamentsohle	651,00 m ü. d. M.
Mauertiefe	156,65 m
Höhe über der Auflagerschwelle an der Wasserseite gemessen	110,00 m
Mauertiefe des Kronenbogens	2,80 m
Mauertiefe des Sperrenkörpers	12,40 m
Mauertiefe der Auflagerschwelle	15,75 m
Mauertiefe des Fundamentbogens (Auflagerschwelle)	15,75 m
Einbauten, wasserseitige Einbauten:	
Zentriwinkel	155°
Einbautenmesser	82,50 m
Einbautenlänge	151,00 m
Bogenlänge	192,30 m
Bogenpfeil	51,50 m
Einbautenkapazität	117 000 m ³
Einbautenhub	215 000 m ³
Einbautenkapazität je m ³ Speicher	0,011 m ³
Einbautenverbrauch an Bewehrungsstäben	470 t
Einbautenverbrauch für Fugenentwässerungen	18,4 t
Einbautenverbrauch für tägliche Betonierleistung	571 m ³

Die Mauer ist in 17, durch Radialfugen voneinander getrennte, im Mittel 9,5 m lange Blöcke aufgeteilt, die mit Kupferblech gedichteten Fugen liegen radial und treffen unter Einschaltung einer leichten Krümmung orthogonal auf die Auflagerschwelle.

Längs der Umfangsfuge verläuft ein Kontrollstollen, der von den in den Horizonten 725, 755 und 785 angeordneten Laufstegen und an der topographisch rechten Talseite im Horizont 680 über einen Stollen sowie über einen Verbindungsschacht zugänglich ist. Die Anordnung der Betriebs- und Entlastungseinrichtungen sind der Abb. 1 zu entnehmen. Sämtliche Absperrorgane können sowohl an Ort und Stelle wie auch von der am rechten Ufer situierten zentralen Bedienungskammer aus betätigt werden.

Im Zuge der geologischen Sondierungsarbeiten wurden zur Feststellung der Überlagerungsstärke zwei Stollen vorgetrieben. E-Modulbestimmungen an Bohrkernen, die an verschiedenen Stellen dieser Stollen entnommen wurden, zeigten eine überraschend gute Übereinstimmung mit den aus örtlichen Druckversuchen im Stollen ermittelten Verformungsmoduln: die nach beiden Verfahren ermittelten Werte lagen bei etwa $600 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2$. Zur weiteren Überprüfung der Elastizitätseigenschaften des Gebirges ausgeführte seismische Messungen ergaben — bei einer angenommenen Gesteinsdichte von 2,7 — den für sämtliche der sieben untersuchten Meßstrecken gleichen Wert von $500 \cdot 10^3 \text{ kg/cm}^2$.

Wie schon eingangs erwähnt, handelt es sich bei der Sperre von Speccheri in statischer Hinsicht um eine zur Aufnahme hoher Beanspruchungen geeignete, doppelt gekrümmte Schale veränderlicher Stärke, bei der zufolge der geringen Biegesteifigkeit und den durch die Umfangsfuge verminderten Rand-

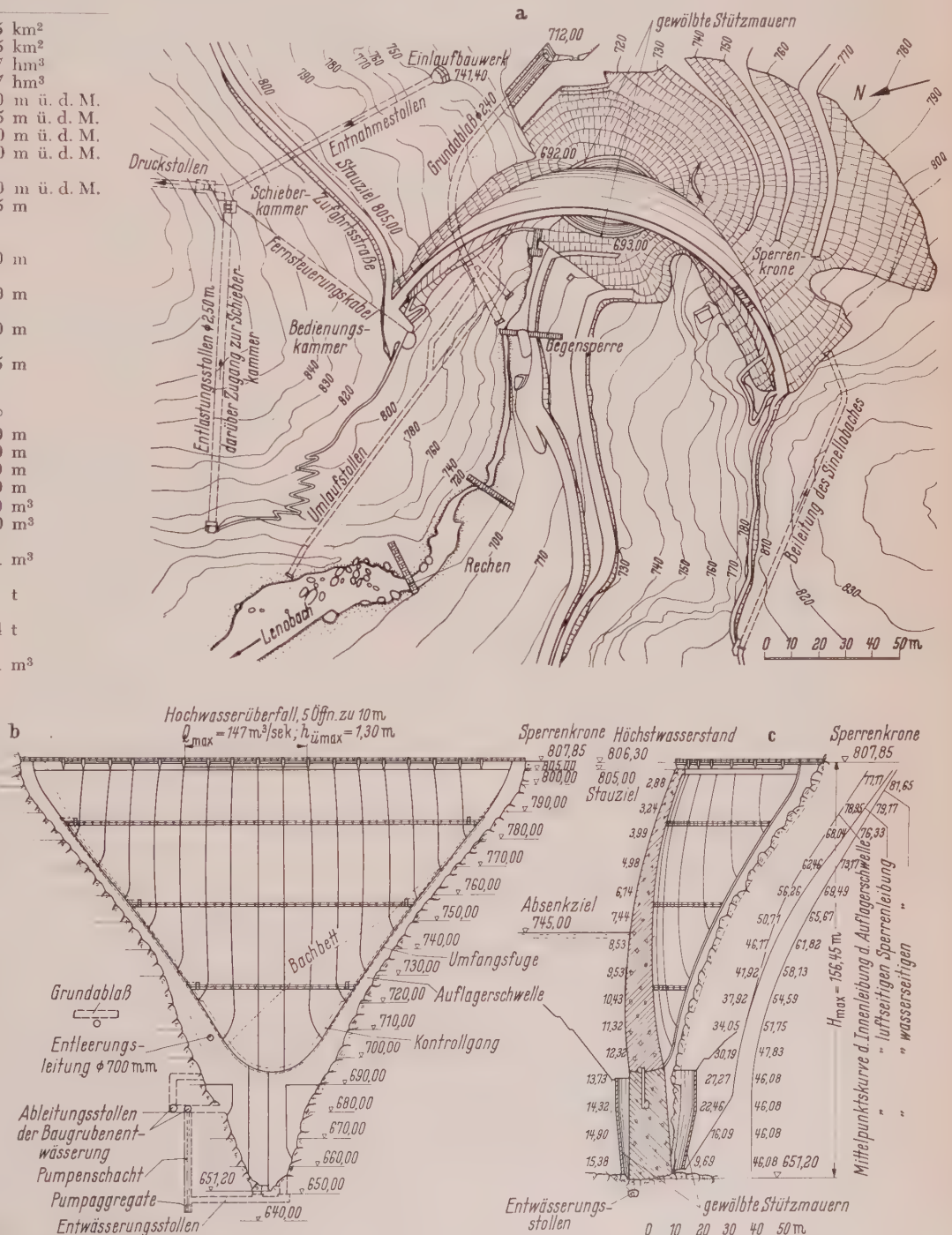


Abb. 1. Sperre Speccheri. — a) Lageplan; b) Ansicht von der Luftseite; c) Scheitelschnitt.

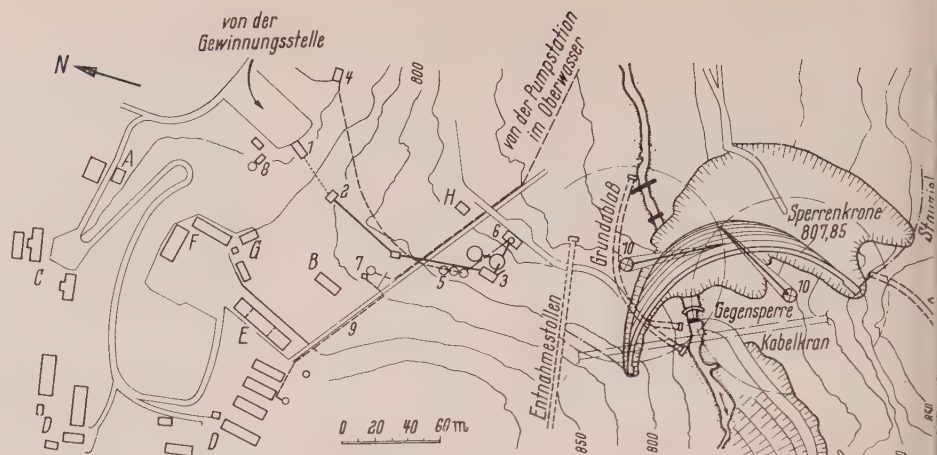
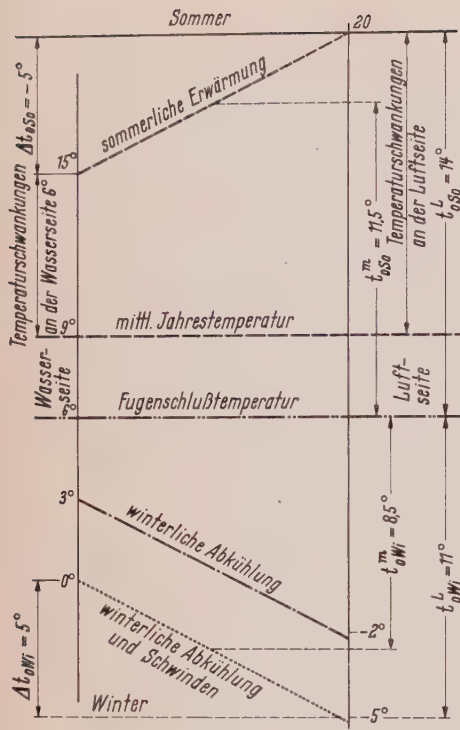


Abb. 3. Sperrbaustelle, Übersichtsplan. — 1 Steinbrecher; 2 Sandaufbereitung; 3 Wasch- und Siebanlage; 4 Zemententladung; 5 Zementsilos; 6 Betonmischer; 7 Wasserbehälter; 8 vorläufige Betonmischanlage; 9 Schrägaufzug; 10 Derrickkrane; A Bauleitung; B Kanzleien; C Angestelltenunterkünfte; D Arbeitersiedlung; E Kompressoren und Werkstätten; F Tischlerei, Garagen; G Injektionsabteilung; H Betonprüfstelle.

Abb. 2. Statische Berechnung, Temperaturannahmen.

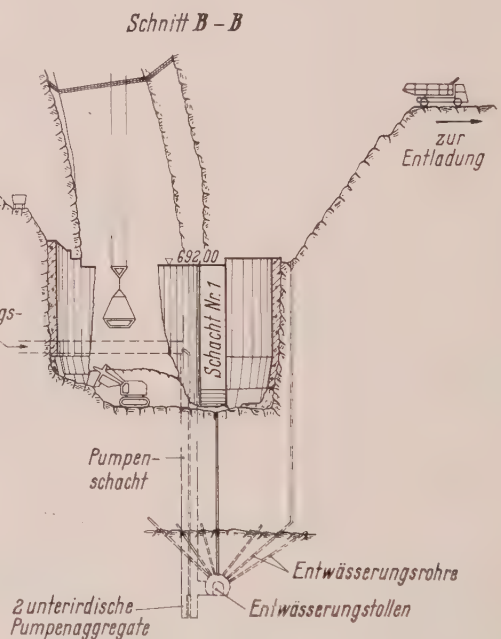
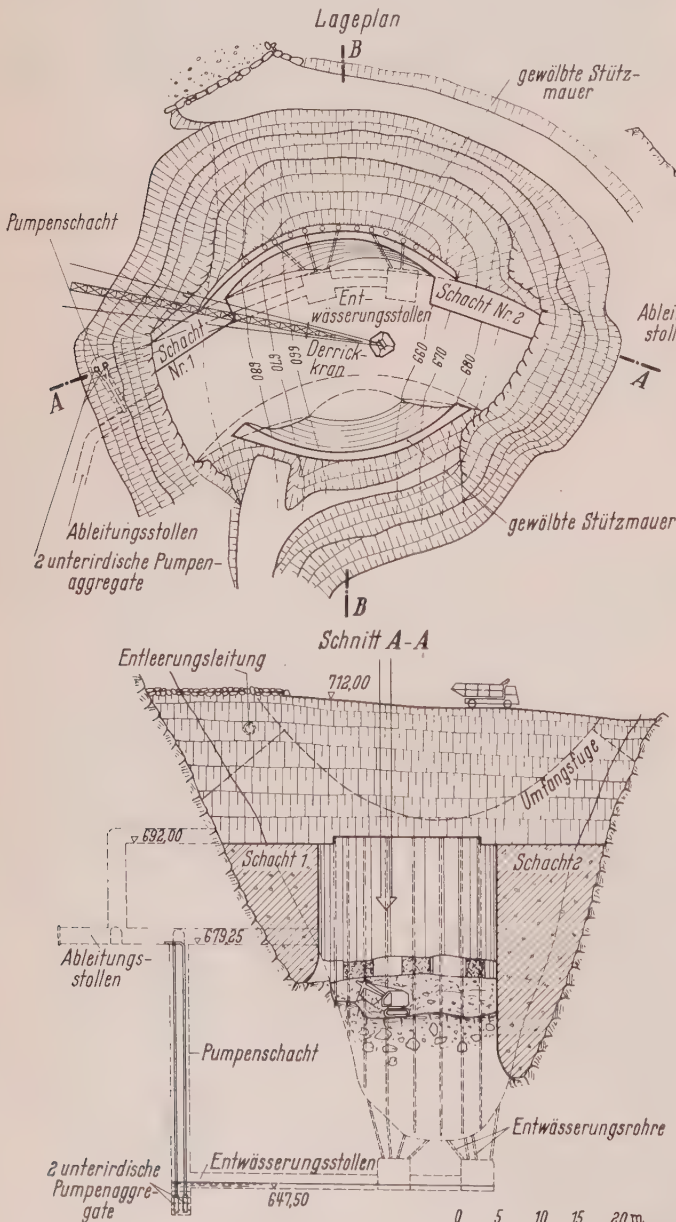


Abb. 4. Überlagerungsaushub unterhalb der Bachsohle.

störungen das Tragvermögen im wesentlichen durch die M
branwirkung bestimmt sein soll. Die statische Untersuchung
folgte für voneinander unabhängige, längs der Umfangst
elastisch nachgiebig eingespannte Bogen unter der Annah
 $E_{\text{Fels}} = E_{\text{Beton}}$, wobei auch die Veränderlichkeit der Stär
entlang der Bogenachsen berücksichtigt wurde. Für die unter
dickeren Bogen, die nicht mehr als „Stäbe“ im Sinne der B
statik aufzufassen sind, wurden Richtwerte der Spannun
unter Zugrundelegung der Laméschen Formeln ermittelt.
Außer dem vom hydrostatischen Druck hervorgerufenen Sp
nungszustand wurde auch der Einfluß der jahreszeitlichen T
peraturschwankungen sowie des Schwindens unter den in Ab
dargestellten Annahmen untersucht, wobei der längs der Bog
normalen nicht lineare Temperaturverlauf durch Einführ
von Abminderungsbeiwerten Berücksichtigung fand. Schließ
wurden die Beanspruchungen des Sperrkörpers unter
hydrostatischen Belastung auch an einem im Maßstab 1 : 80 a
geführten Modell der Versuchsanstalt I.S.M.E.S. (Bergar
überprüft. In Übereinstimmung mit den Ergebnissen der Un
tersuchungen an Modellen ähnlicher Sperrn zeigte sich auch
das in den einzelnen Höhenabschnitten unterschiedliche V
halten der Tragelemente: während in den oberen Horizon

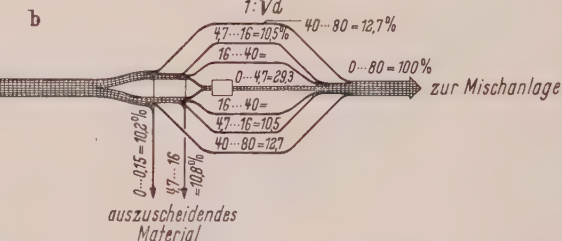
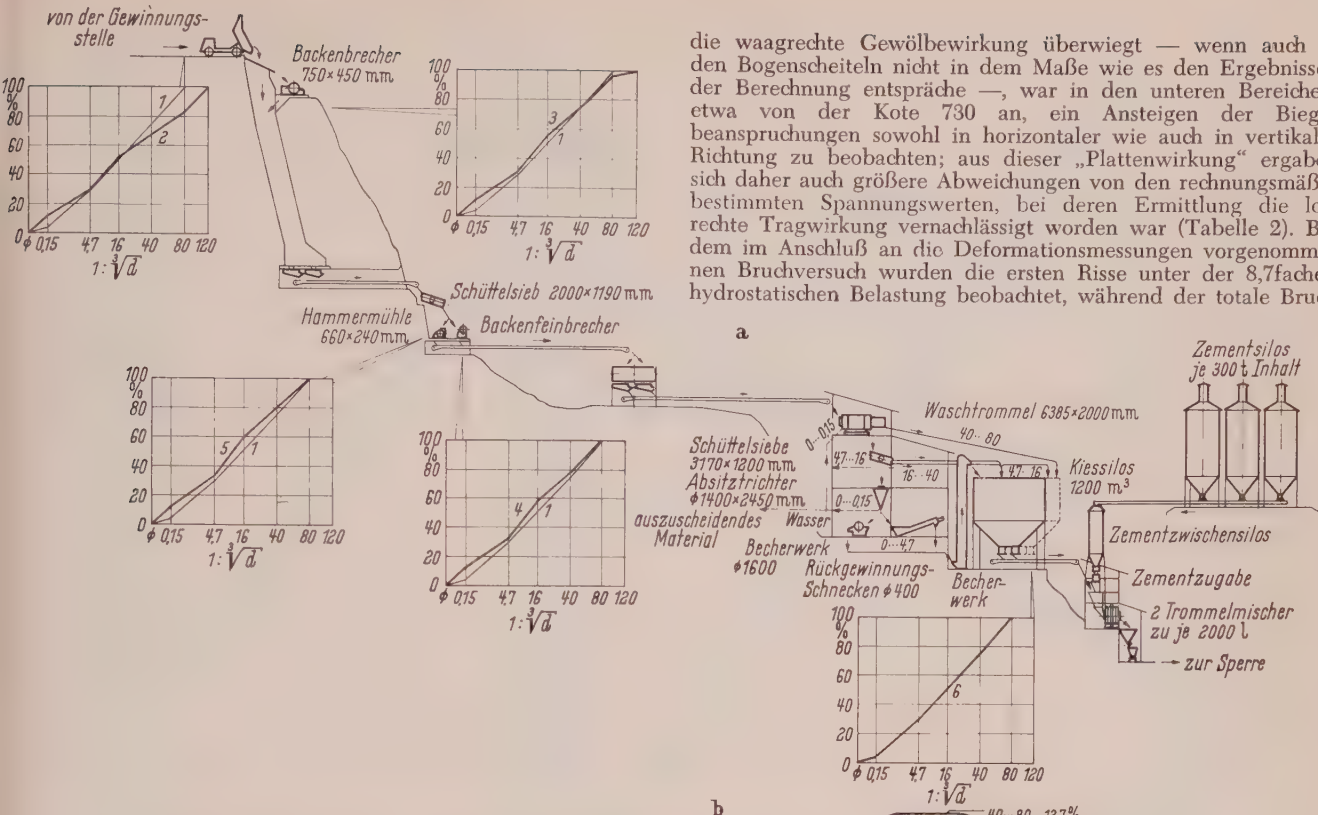


Abb. 5. Aufbereitung der Zuschlagstoffe und Betonherstellung. — a) Höhenschema: Sieblinien: 1. durch Vorversuche ermittelte günstigste Kornverteilung; 2. mittlere Kornverteilung des Rohmaterials; 3. nach Durchgang durch den Backenbrecher; 4 bzw. 5 nach Durchgang durch Feinbrecher bzw. Hammermühle; 6 = 1 nach Waschung und Ausscheiden des Abraums. — b) schematische Darstellung der Aufbereitung: die Bandbreite entspricht dem Prozentsatz des jeweils verarbeiteten Materials.

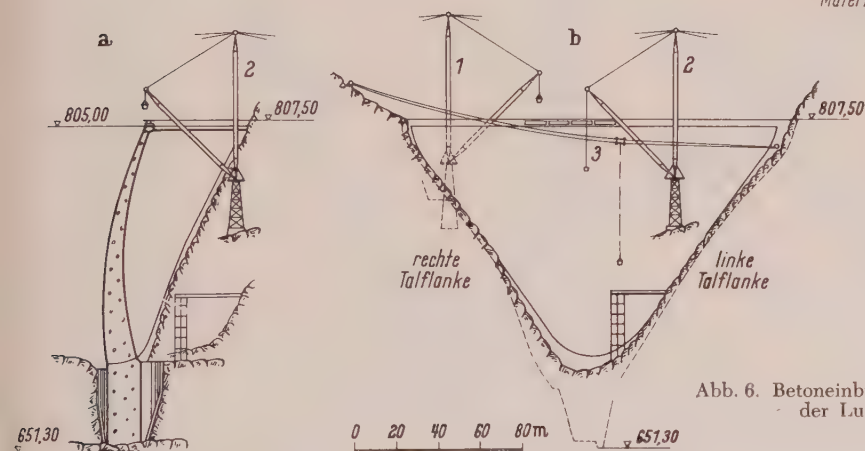


Abb. 6. Betoneinbringung. — a) Sperrenquerschnitt; b) Ansicht von der Luftseite; 1, 2 Derrickkrane; 3 Kabelkran.

Tabelle 2. Maximale Bogenbeanspruchungen in kg/cm².

Bogen im Horizont	Berechnungswerte												Versuchsergebnisse			
	maximaler Wasserdruck				maximaler Wasserdruck + Temperaturänderungen und Schwinden								maximaler Wasserdruck			
	Scheitel		Kämpfer		Scheitel				Kämpfer				Scheitel		Kämpfer	
	σ_W	σ_L	σ_W	σ_L	σ_W		σ_L		σ_W		σ_L		σ_W	σ_L	σ_W	σ_L
	Sommer	Winter	Sommer	Winter	Sommer	Winter	Sommer	Winter	Sommer	Winter	Sommer	Winter	Sommer	Winter	Sommer	Winter
800	-20,57	-16,69	-16,60	-20,20	-15,70	-22,49	-21,62	-14,82	-14,86	-20,84	-21,96	-16,12	-14	-4	-17,5	-17,25
790	-40,74	-37,83	-26,50	-26,50	-35,46	-45,60	-43,30	-32,83	-27,17	-26,38	-25,89	-26,57	-24,3	-13	-17	-19,75
780	-51,02	-48,05	-29,20	-35,70	-46,42	-55,12	-52,93	-43,74	-30,53	-28,51	-34,47	-36,31	-35	-20	-17,5	-28,25
770	-52,24	-48,61	-19,15	-49,25	-48,50	-55,37	-52,76	-45,18	-20,70	-18,22	-47,84	-50,07	-44	-24	-15,25	-34,25
760	-59,56	-34,68	5,50	-61,97	-56,52	-62,19	-38,22	-31,63	6,62	4,57	-60,67	-62,76	-48,5	-26	-13,5	-38
750	-60,70	-23,45	1,60	-62,50	-58,33	-62,73	-25,85	-20,97	2,91	0,78	-61,44	-63,12	-48	-26	-11,25	-39,60
740	-57,35	-21,75	3,04	-62,30	-55,50	-58,97	-24,18	-19,71	4,10	-2,40	-61,53	-62,82	-43	-23	3,25	-40
730	-37,90	-45,50	-37,90	-45,50									-38	-17,5	+1	-39,30
720	-36,40	-45,00	-36,40	-45,00									-36	-8	+1,20	-37,50
710	-34,40	-44,00	-34,40	-44,00									-35	-1,5	1,10	-33,50
700	-32,30	-42,90	-32,30	-42,90									-28	-3	5,55	-24,50
690	-30,20	-41,80	-30,20	-41,80												
680	-31,70	-44,30	-31,70	-44,30												

nach den Laméschen Formeln berechnet

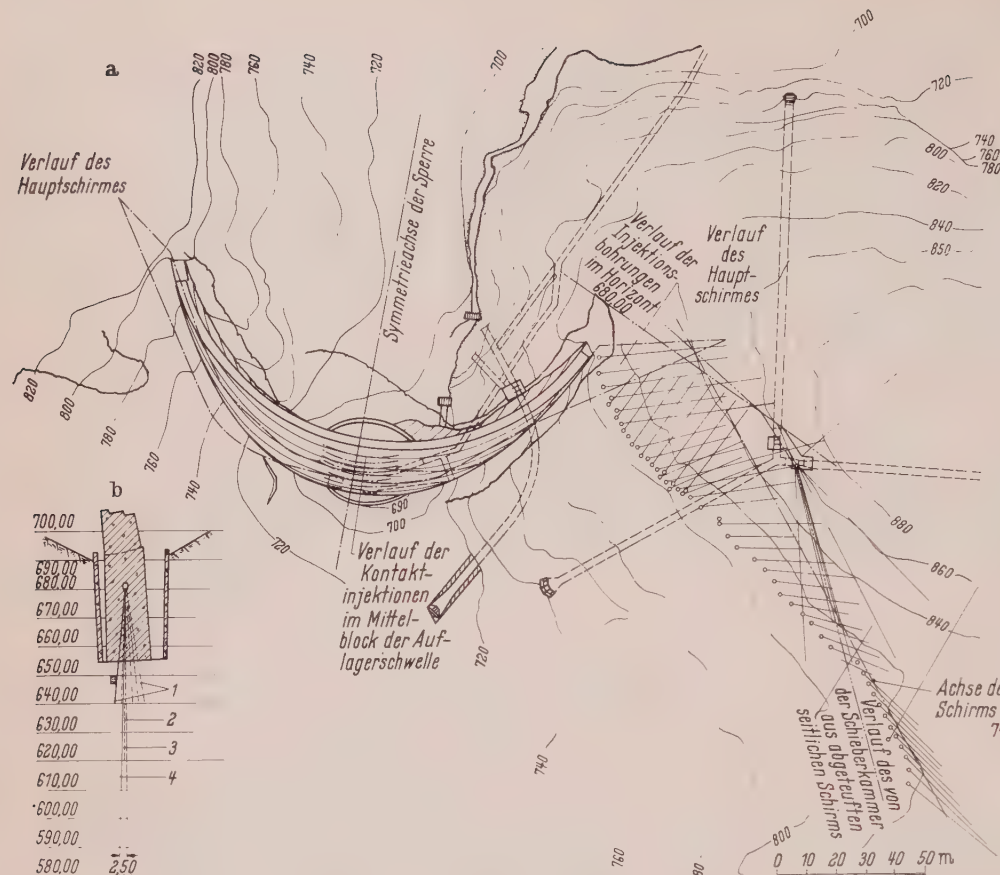


Abb. 7. a) Dichtungsschirme, Lageplan; b) Mittelblock der Auflagerschwelle; Hauptschirm und Kontaktinjektionen; 1 Kontaktinjektionen; 2 Luftseitiger Hauptschirm; 3 Sekundärschirm; 4 Wasserseitiger Hauptschirm.

erst unter der 13fachen Belastung eintrat. Die hinsichtlich der Gebirgsnachgiebigkeit für die Berechnung wie auch für den Versuch getroffenen Annahmen $E_{\text{Fels}} = E_{\text{Beton}}$ stand allerdings mit den o. a. Resultaten der E-Modulmessungen nicht im

Einklang; einer nennenswerten Beeinflussung des Sicherheitskoeffizienten durch einen höheren Einspanngrad sind jedoch schon durch die Gelenkwirkung der Umfangsfuge Grenzen gesetzt.

Ende 1955 begannen die Bauarbeiten; die Enge der Sperrenstelle und die für den Einstau vorgesehenen Termine ließen es zweckmäßig erscheinen, die wichtigsten Teile der Baustelleneinrichtung oberhalb des Staubeckens anzuordnen. Nur die Aufbereitungsanlage und die Betonfabrik lagen unterhalb des Stauzieles und mußten vor dem ersten Einstau abgetragen werden (Abb. 3). Die gesamte für die Bauausführung installierte elektrische Leistung betrug 1300 kW; allein die Kompressoranlage war bei einer Kapazität von 60 m³/min für 400 kW auszulegen. Die Bauarbeiten erstreckten sich einschließlich der Einrichtung

und Räumung der Baustelle über 28 Monate, wobei im Mittel 300 Arbeiter und 40 technische Angestellte beschäftigt waren.

Nach Fertigstellung des als Umlaufstollen dienenden Grundablasses began der Ausbau für die Auflagerschwelle. Zwei in den Horizonten 679 und 647 vorgetriebene Sondierstollen dienten zusammen mit dem Verbindungsschacht der Baugrubenentwässerung (Abb. 4). Nach Abschluß der Aushubarbeiten und Betonierung der Sperrensohle wurden Stollen und Schacht — ähnlich wie beim Prepaktverfahren — mit Steinen verfüllt und injiziert. Der Aushub erfolgte in fünf Stufen von im Mittel 15 m Höhe und Böschungsneigungen von 1 : 1/5 unter Verwendung von Greifbaggern, die das gelöste Material unmittelbar auf

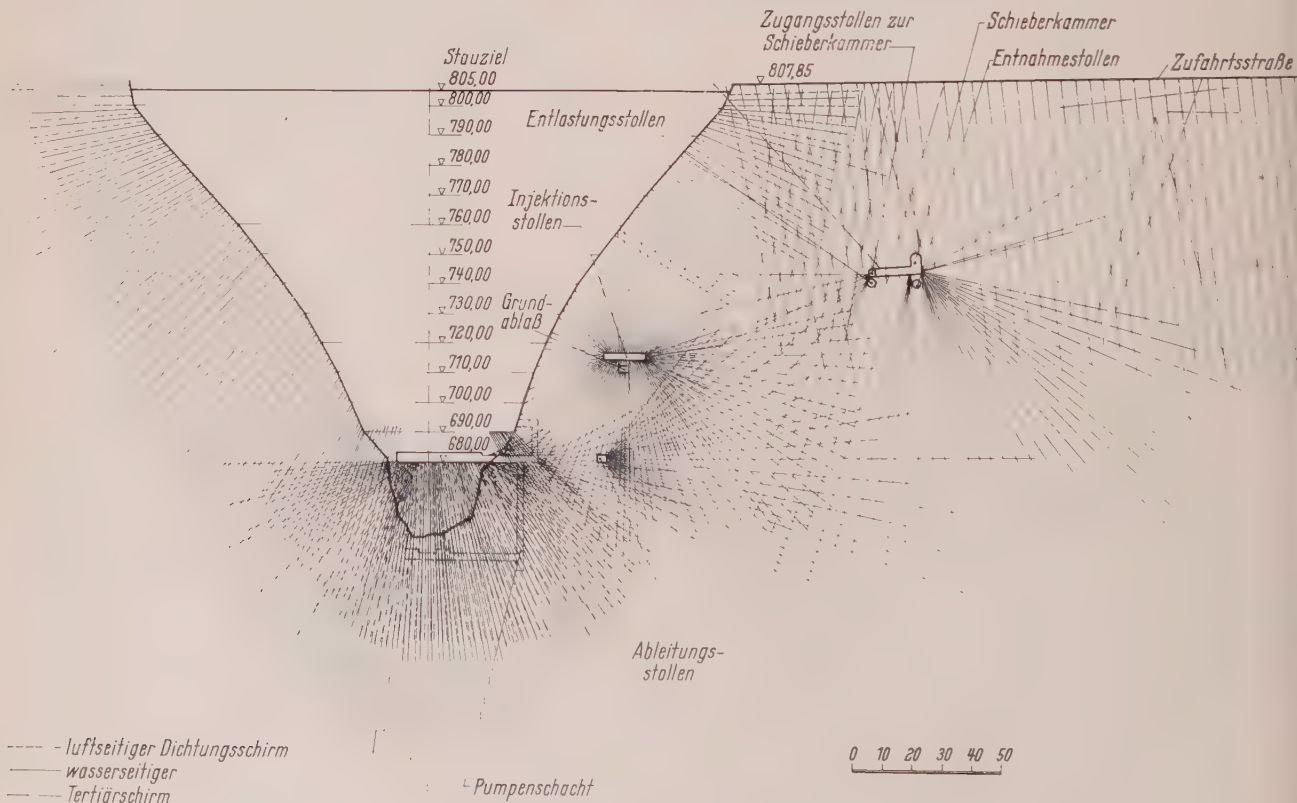


Abb. 8. Talquerschnitt mit Dichtungsschirm.

Hünnebeck hilft besser bauen

Beim Bau moderner Stahlbeton-Konstruktionen hilft Hünnebeck Baufachleuten in aller Welt auf doppelte Weise: Durch Beratung bei der Planung und Ausführung wirtschaftlicher Lehrgerüste und durch seine Schalungs- und Rüstgeräte, die für sicheres und wirtschaftliches Bauen entwickelt wurden.



Hünnebeck

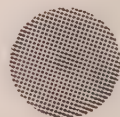
Hünnebeck GmbH, Lintorf Bez. Düsseldorf

STAHLBAU HUMBOLDT



**Entwurf
Herstellung
Montage**
im In- und Ausland von
**STAHLBAUTEN
ALLER ART**

Eisenbahnbrücken • Straßenbrücken
Stahlskelett-, Hoch- u. Industriebauten
Fabrikhallen • Walzwerkshallen
Schachthallen
Fördergerüste • Fördertürme
Behälter
Stahl-Leichtbauten
Stahl-Rohrkonstruktionen



Fordern Sie Ingenieurberatung und Prospekte

KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG · KÖLN

WERK HUMBOLDT

FERNRUF: KÖLN 67 71
FERNSCHREIBER: 0887 3410

astkraftwagen verladen. Zur Sicherung der in der Baugruben beschäftigten Arbeiter gegen Steinschlag wurden längs der Böschungskanten Flechtwerkszäune und Palisadenwände angeordnet. Der Boden mußte mit Ausnahme der obersten 10 cm überall durch Sprengen gelöst werden. Die Bohrlochungen betrugen im allgemeinen 2 bis 3 m, vor Erreichen der planmäßigen Fundamentsohle wurden sie jedoch auf rund 1 m verringert. — Für den Überlagerungsaushub unterhalb der Bachsohle, wo ein erheblicher Wasserzudrang zu erwarten war, wurde eine bemerkenswerte Lösung gefunden (Abb. 4): zwei an den beiden Talflanken bis zum Fels abgeteufte 5 bzw. 20 m tiefe, mit Beton verfüllte Schächte bildeten die Widerlager zweier gegen die Wasser- bzw. Luftseite geneigten Stützmauern von 1,0 bis 0,70 m Stärke, die im Zuge des Aushubs ringweise niedergebracht wurden. Innerhalb des gebildeten Hohlraumes von annähernd elliptischem Querschnitt konnte der Boden bis auf die unmittelbar an die beiden Stützgewölbe anschließende Böschung mit dem Bagger in Schichten von rund 2,5 m Tiefe abgetragen werden. Die Böschung wurde dann auf Längen von 4 bis 6 m angeschnitten und die Gewölbe in Streifen von 2,5 m Tiefe untermauert. Die Gewölbe enthielten, obwohl sie für die Belastung durch vollkommen wassergesättigtes Material bemessen waren, eine ausreichende Anzahl von Entwässerungsschlitzen. Die Baugruben-

entwässerung erfolgte über vierzöllige Rohre, die die Aushubsohle mit den Entwässerungsstollen verbanden und bei Tieferlegung des jeweiligen Planums abgeschnitten wurden. Mit diesem Verfahren konnte in je 10 Tagen ein Arbeitsfortschritt von 2,5 m Aushubtiefe erreicht und damit der für den Beginn der Betonierung festgelegte Termin eingehalten werden. Für den Aushub und die Betoneinbringung wurden zwei Derrickkrane mit Reichweiten von 60 m bei 6 t Tragfähigkeit eingesetzt.

Die verhältnismäßig hohen Beanspruchungen, denen die dünnwandige Kuppelmauer ausgesetzt ist, erforderten größte Sorgfalt in der Behandlung aller betontechnologischen Probleme. Bei der Auswahl der Gewinnungsstellen für die Zuschlagstoffe entschied man sich für ein Dolomitvorkommen hinreichender Mächtigkeit, dessen natürliche Kornverteilung den gestellten Anforderungen bereits weitgehend entsprach: nach Waschung, Siebung und Aufbereitung betrug der Rückstand im Mittel nur 10 %. Als Bindemittel gelangte ein Puzzolanement zur Verwendung; er wurde von der Erzeugungsstelle Trient in Lastkraftwagen zur Baustelle gebracht und in 3 Silos mit Fassungsvermögen von je 300 t gepumpt. Von den Silos gelangte der Zement über Exhaustoren und ein Schneckenband zu den 20 t fassenden Vorsilos der Mischanlage (Abb. 5); Verteilung und Einbringung des Betons erfolgte mit Hilfe der genannten Derrickkrane (Abb. 6), die den gesamten Sperrbereich bestrichen. Die für die Versorgung des linken Derricks notwendige Querförderung über einen Kabelkran nahm kürzere Zeit in Anspruch als die Verteilung durch den Kran, so daß Verzögerungen bei der Betoneinbringung vermieden werden konnten. Betoniert wurde in Schichten von 2 m, wobei der Zeitabstand vor dem jeweiligen Wiederanbetonieren 3 Tage betragen mußte. Die Schalungselemente, System Plow & Knox, ($b = 3$ m, $h = 2,25$ m) wurden beim Versetzen von Hand ausbewegt und waren unter Zuhilfenahme zusätzlicher Querträger auch für die Schalung der in den oberen Horizonten luftseitig stark überhängenden Blöcke zu verwenden. Auf eine Betonkühlung konnte bei den geringen Mauerstärken und der niedrigen Wärmetönung des Puzzolanements verzichtet werden. Zu vermerken ist die äußerst gründliche Nachbehandlung der Arbeitsfugen: Abspritzungen mit einem Druckluft-Wassergemisch erfolgten sofort nach der Betonierung, dann 8 Stunden später und ein drittes Mal unmittelbar vor

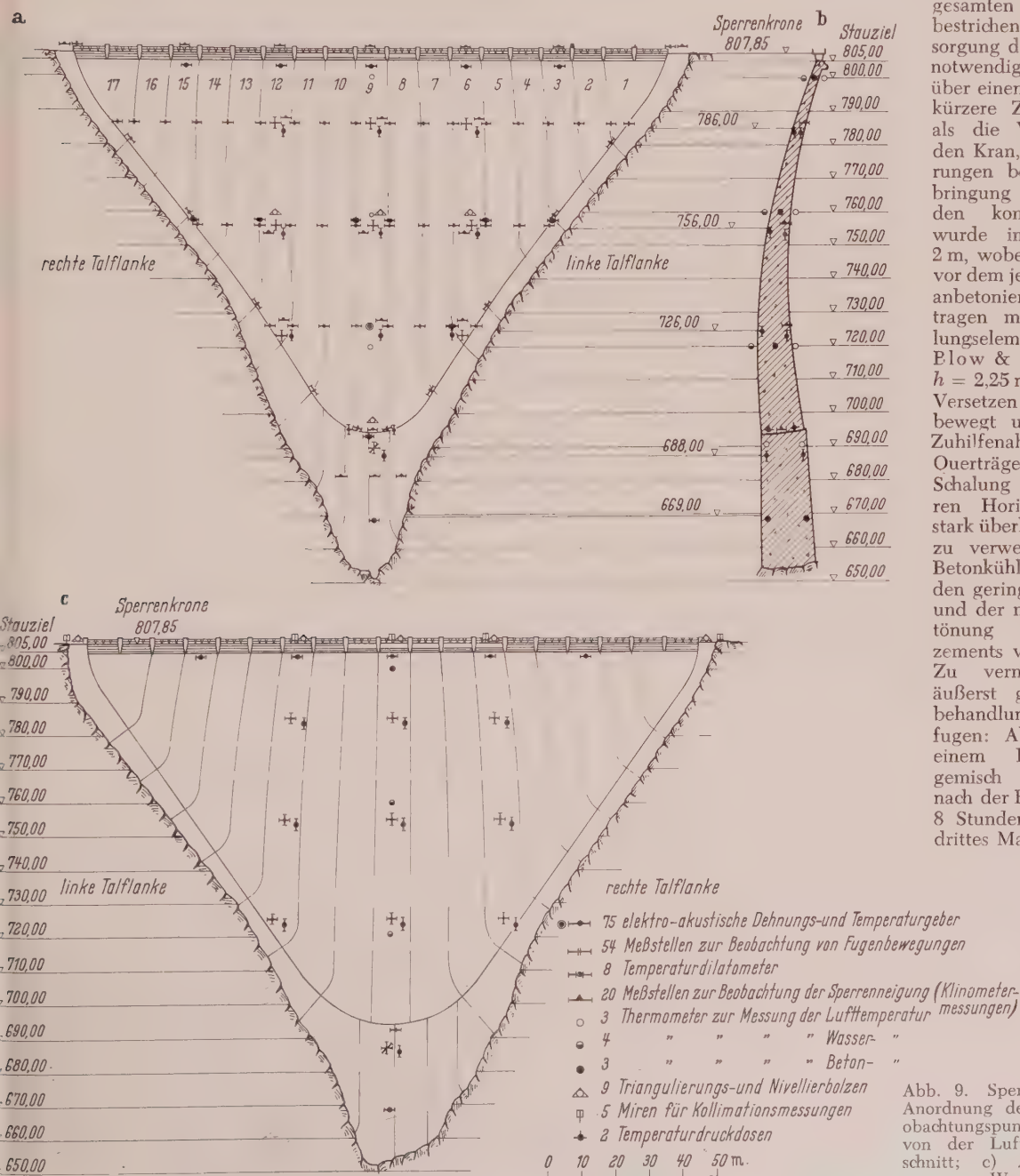


Abb. 9. Sperrbeobachtungen; Anordnung der Meßgeräte, Beobachtungspunkte. — a) Ansicht von der Luftseite; b) Mittelschnitt; c) Ansicht von der Wasserseite.

dem Anbetonieren. — Der Beton wurde mit Hochfrequenz-Notz-Rüttlern von 100 mm Durchmesser und 12 000 Schwingungen in der Minute verdichtet.

Größte Aufmerksamkeit wurde der Entwicklung und laufenden Überprüfung des Betons gewidmet. Auf Grund der Ergebnisse der Eignungsprüfungen entschied man sich für einen Beton nachstehender Zusammensetzung:

Puzzolanzement	250 kg
Wasser	125 l

Natürliche gebrochene Zuschlagstoffe:

0 — 4,76 mm	29,5 %
4,76—16,00 mm	21,0 %
16,00—40,00 mm	24,5 %
40,00—80,00 mm	25,0 %

Wasserzementfaktor: $0,51 \pm 4 \%$

Versuchsergebnisse:

Raumgewicht des Frischbetons	$2,57 \text{ t/m}^3 \pm 1 \%$
Druckfestigkeit nach 90 Tagen	$> 400 \text{ kg/cm}^2$
an Würfeln $30 \cdot 30 \cdot 30 \text{ cm}$	
Biegezugfestigkeit nach 90 Tagen	$> 45 \text{ kg/cm}^2$
an Balken $20 \cdot 20 \cdot 60 \text{ cm}$	
Wasserdurchlässigkeit	$k < 1,70 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$

Obwohl die Sperre keinem übermäßig großen Temperaturabfall ausgesetzt ist, waren auch die Ergebnisse der Frostbeständigkeitsprüfungen zufriedenstellend.

Nach Abschluß der Betonierarbeiten an Sperre und Triebwassereinlauf konnte mit dem Einstau begonnen und die Energieerzeugung im Kraftwerk Ala am 1. 1. 1958 termingemäß aufgenommen werden.

Mit besonderer Gründlichkeit wurden die zur Abdichtung des Beckens erforderlichen Maßnahmen durchgeführt. Der Hauptdichtungsschirm (Abb. 7) bestand zunächst aus 2 Reihen gegeneinander verschränkt angeordneter Injektionsbohrungen, wobei der Abstand der beiden Reihen sowie der einzelnen Injektionslöcher mit 2 m begrenzt wurde. Die Tiefe des Schirms beträgt im Bereich der obersten Horizonte 50 m und wächst bis zum Mittelblock auf mehr als 100 m an. Das Injektionsgut bestand im allgemeinen aus Zement mit einer Zugabe von 2 Gewichtsprozent aktiviertem Bentonit; bei stärkerer Aufnahme wurde den Mischungen Kiesel sand bzw. Kalkstaub in verschiedenen großen Prozentsätzen beigegeben. Die Arbeiten am eigentlichen Injektionsschirm sowie die Kontaktinjektionen erfolgten vor der ersten Beckenfüllung.

Nach dem Einstau wurden die Stellen größerer Durchlässigkeit erfaßt und die nachstehend angeführten, ergänzenden Dichtungsarbeiten vorgenommen (Abb. 8):

- Konsolidierung an der rechten Talflanke zwischen den Horizonten 700 und 730.
- Verdichtung der Kontaktinjektionen an der linken Flanke.
- Zusätzliche, rund 20 m tiefe Kontaktinjektionen im Mittelblock.
- Verlängerung des Tiefenschirms an der rechten Seite in Verbindung mit
- einem weiteren Schirm von 200 m Länge, der von der Zugangsstraße bzw. von der Schieberkammer des Triebwasserstollens aus abgeteufelt und injiziert wurde.
- Herstellung eines dritten Hauptschirms zwischen den wasser- und luftseitigen Hauptschirmen.

Das Ausmaß dieser Arbeiten zeigt die nachstehende Tabelle 3.

Tabelle 3. Dichtungsschirm.

Injektionsbohrungen	70 000 m
zusätzliche Injektionsbohrungen	30 000 m
Injektionsgut:	
Zement	
Bentonit	
Kiesel sand	
Kalkstaub	
zusammen	5 000 t
Sondierbohrungen:	
Schlagbohrungen	400 m
Rotationsbohrungen	3 500 m
Kontrollbohrungen	700 m

Zur Überwachung und Prüfung des statischen Verhaltens der Sperre wurden die in Abb. 9 schematisch dargestellten Meßeinrichtungen angeordnet. Sämtliche Ableseeinrichtungen sind in der Schützenbedienungskammer zentral zusammengefaßt. Die während der ersten 15 Betriebsmonate erhaltenen Meßergebnisse lassen auf ein vollständig elastisches Verhalten des Sperrkörpers schließen. Felsdeformationsmessungen zeigten unterschiedliche Bewegungen an den beiden Flanken an: während an der rechten Seite eine ausgeprägte, wenn auch geringe Setzung festgestellt wurde, konnte am linken Hang überhaupt

keine nennenswerte Deformation beobachtet werden. Es ist allerdings zu erwarten, daß diese Bewegungen, die zunächst in keinem linearen Zusammenhang mit den Spiegelschwankungen stehen, nach dem Abklingen irreversibler Setzungen elastisch vor sich gehen werden. — [Nach: G. Zanella u. M. Semenza: La costruzione della diga di Speccheri sul torrente Leno a Vallarsa. L'Energia Elettrica 37 (1960), Nr. 4, S. 347—370. E. Tremmel, Salzburg.]

DK 697.85.012.45 : 693.5 „324“ : 624.148.7

Betonieren im Winter

Stahlbeton-Schornstein von 140 m Höhe für das Wärmekraftwerk Großbiederstroff

Bauwerk und Baugrund

Der neue Stahlbeton-Schornstein des Kraftwerkes Großbiederstroff mit einer Höhe von 140 m mußte aus betrieblichen Gründen im Winter 1958/59 hergestellt werden; überwiegend wurde mit Gleitschalungen gearbeitet. Abb. 1 zeigt den neuen Schornstein im Vertikal- und Horizontalschnitt. Die tragende Stahlbetonkonstruktion ist annähernd kegelförmig und innen mit Mauerziegeln verkleidet. Der untere Teil des Schornsteines ist verbreitert, um Platz für die Einführung der drei Rauchkanäle zu gewinnen.

Das Fundament wird durch einen Betonring gebildet. Das Gewicht des ganzen Schornsteines im Betriebszustand beträgt 5120 t. Der Baugrund besteht ab Fundament-Unterkante zunächst aus 2,0 m Kies, hierauf folgen 3,0 m schlechte Mergel und schließlich 16,0 m Mergelschiefer mit Gipsadern. Erst in einer Tiefe von 21,0 m unter Fundament steht Dolomit an. Es wurde mit einer Setzung von 28 mm gerechnet.

Betonieren im Winter

Obwohl bereits mehrere eingehende Untersuchungen über das Betonieren im Winter vorliegen, hat man trotzdem vor Ausführung des Bauwerkes das Verhalten der zur Verfügung stehenden französischen Zemente studiert, vor allem um den Ablauf der Erhärtungsvorgänge bei tiefen Temperaturen genau zu erfassen. Abb. 2 zeigt hierzu 3 Diagramme, in denen die Festigkeit des Betons in Abhängigkeit von der Lufttemperatur angegeben ist. Die bei 16°C erzielte Festigkeit wurde jeweils mit

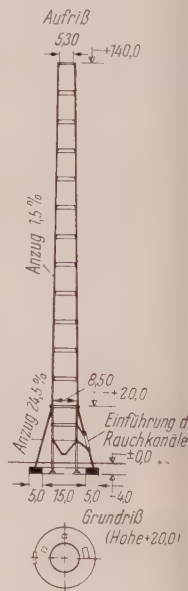


Abb. 1.

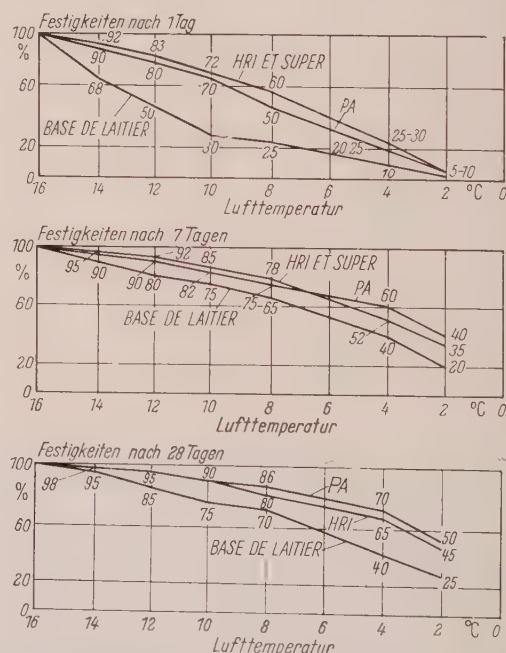


Abb. 2. Erhärtungsverlauf in Abhängigkeit von der Lagerungstemperatur. — HRI et Super etwa vergleichbar mit PZ 475; PA etwa vergleichbar mit PZ 275; Base de laitier etwa vergleichbar mit Hütten-/Schlackenzement.

00 % eingesetzt. Die Diagramme zeigen, daß die hochwertigen Portlandzemente weniger durch tiefe Temperaturen in ihrer Erhärtung beeinflußt wurden als Hütten- oder Schlackenzemente.

In den Vorschriften werden bestimmte Festigkeitswerte des Betons, meist im Alter von 28 Tagen, gefordert, deren Einhaltung unter normalen Bedingungen unschwer möglich ist. Die Ermittlung des erforderlichen Mischungsverhältnisses erfolgt aber unter der Voraussetzung, daß der Beton bei einer Lufttemperatur von mindestens 16° C erhärtet. Bei niedrigeren Temperaturen verzögert sich die Festigkeitsentwicklung unter Umständen beträchtlich, wie Abb. 2 zeigt. Die Kenntnis der Temperatur des Betons, vor allem während der ersten Wochen des Erhärtungsablaufes, ist daher für die Bauleitung von entscheidender Bedeutung. Es wird darauf verwiesen, daß ein großer Teil von Bauunfällen im Zusammenhang mit verfrühtem Ausschalen bei Frostwetter eintritt.

Die in Abb. 2 angegebenen Zusammenhänge beziehen sich auf die Lufttemperatur und nicht auf die Temperatur des Betons. Bei einem Gütewürfel wird in der Regel die Betontemperatur der Lufttemperatur nahekommen. In einem Bauwerk dagegen mit dickeren Querschnittsabmessungen wirkt sich die Art und Menge des Bindemittels abhängige Hydrationswärme stärker aus, und die mittlere Temperatur des Betons kann vorübergehend wesentlich größer sein als die der umgebenden Luft.

Die Festigkeit eines Betons zu einem bestimmten Zeitpunkt hängt im wesentlichen vom Mischungsverhältnis, vom Alter des Betons, von der Temperatur des Betons vor und während der Erhärtung und von seinem Feuchtigkeitsgehalt ab. Es gelingt im allgemeinen leichter, die ersten drei genannten Faktoren einander zuzuordnen; die günstige Wirkung der Feuchthaltung des Betons (Nachbehandlung) auf den Erhärtungsvorgang ist zwar bekannt, es ist aber schwierig, sie rechnerisch zu erfassen.

Reifegrad

Die Abhängigkeit der Erhärtungsgeschwindigkeit von der Temperatur wurde von verschiedenen Seiten untersucht. Ein einfacher Zusammenhang wurde von Saul¹ gegeben. Er verwendet den Begriff „Reifegrad“, der als Produkt von Temperatur und Zeit gewonnen wird.

Die Formel Sauls lautet:

$$R = a_t \cdot (T + 10)$$

a_t = Erhärtungszeit in Stunden

T = Temperatur in °C.

Saul verwendet nicht die tatsächliche Erhärtungstemperatur in seiner Formel, sondern einen um 10° C erhöhten Wert. Dieser Formelaufbau wurde deshalb gewählt, um für eine Erhärtungstemperatur von -10° zum Reifegrad „0“ zu führen —, was der Tatsache entspricht, daß bei -10° C keinerlei Erhärtungsvorgänge mehr stattfinden.

Auch hier wurde der Reifegrad als Produkt aus Temperatur und Betonalter angesehen. Abb. 3 zeigt den Zusammenhang, der Reifegrad erscheint als Parameter. Die Darstellung stimmt nicht ganz mit der Formel Sauls überein.

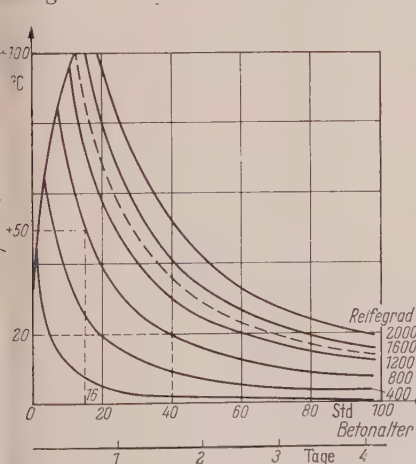


Abb. 3. Reifegrad in Abhängigkeit von Temperatur und Betonalter.

Es sei darauf hingewiesen, daß die Abbildungen 3 und 4 nur für Betone gelten aus normalen Portlandzementen, Wasserzementfaktoren $\leq 0,5$, Feuchtlagerung und niedrige Betonalter.

¹ W. H. Price, Journal ACI, Vol. 24, Nr. 6, S. 417—432.

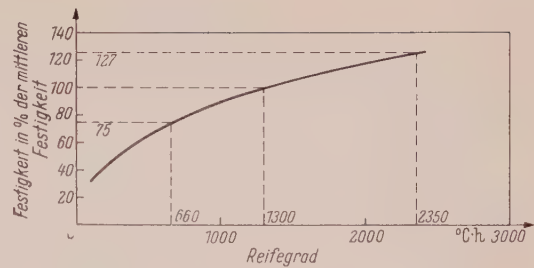


Abb. 4. Betondruckfestigkeit in Abhängigkeit vom Reifegrad.

Frostschutzmaßnahmen

Bei der Herstellung der Fundamente wurden gegen Frostschäden keine Schutzmaßnahmen ergriffen, da hier wegen der Massigkeit des Bauteiles die Abbindewärme für eine normale Erhärtung genügte.

Bei der Herstellung des eigentlichen, dünnwandigen Schornstein-Querschnittes dagegen mußten besondere Schutzmaßnahmen ergriffen werden. Für die Bauzeit November bis April war mit einer Durchschnittstemperatur von +3,6° C zu rechnen. Im Augenblick des Ziehens der Kletterschalung mußte die Festigkeit des Betons mindestens 100 kg/cm² betragen. Soll die Schalung jeden Tag versetzt werden, so stehen nur etwa 12 Stunden für die Erhärtung bis zu dieser geforderten Festigkeit zur Verfügung. Bei einer Lufttemperatur von 18° C ist diese Festigkeit bei Verwendung frühhochfester Zemente erreichbar. Nach dem vereinfachten französischen Ansatz entspricht dies einem Reifegrad von $18 \cdot 12 = 216$; der gleiche Reifegrad wird aber bei einer Lufttemperatur von 3,6° C erst nach 60 Stunden erreicht, was ein Versetzen der Schalung nur an jedem dritten Tag erlaubt hätte.

Mit Betonzusatzmitteln war eine hinreichende Abbindebeschleunigung nicht zu erreichen. Es mußte der ganze Betonierabschnitt umhüllt und künstlich beheizt werden (vgl. Abb. 5). Die Anwendung elektrischer Strahlungsöfen oder gasbetriebener Heizkörper kam wegen der sehr trockenen Hitze und der Vergiftungs- und Explosionsgefahr nicht in Frage. Man entschloß sich, eine Wasserdampfheizung anzulegen. Mit Hilfe eines kleinen Heizkessels wurde das Anmachwasser auf etwa 50° C erwärmt sowie die Zuschlagstoffe etwas vorgewärmt, um so stets eine Frischbetontemperatur von 20 bis 25° C zu sichern. Der gleiche Heizkessel speiste eine Dampfleitung, die im Innern des Schornsteins hochführte, die Kletterschalung oben überstieg und außen bis zur Unterkante der Schalung herabgeführt wurde. Dort mündete die Dampfleitung in eine kreisförmige, perforierte Leitung (vgl. Abb. 5).

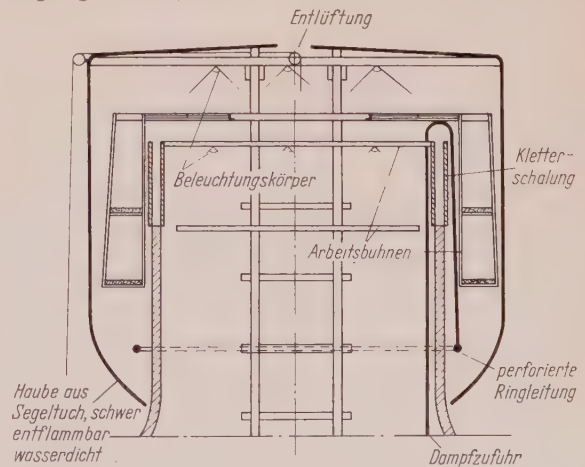


Abb. 5. Beheizung des Betonierabschnittes.

Arbeitsvorgang

Der Bauwerksbeton wurde aus „Super-Portland-Zement“ und Flußkies aus örtlichem Vorkommen aufbereitet. Die innere Auskleidung des Schornsteins mit Ziegelmauerwerk folgte unmittelbar dem Fortschreiten der Betonierarbeiten. Zwischen Auskleidung und Stahlbetonkonstruktion verblieb ein 8 cm breiter ventilierter Luftspalt.

Die Güte des Bauwerksbetons wurde laufend überprüft. Es ergaben sich je nach Tagestemperatur Festigkeiten von 180 bis 300 kg/cm² im Alter von 7 Tagen.

Mit Beginn der Arbeiten am Fundament wurden drei Festpunkte gesetzt, um die Einsenkungen des Bauwerks laufend zu

überwachen. 6 Monate nach Vollendung des Sornsteines betrug die Setzung 22 mm. Der größte Setzungsunterschied zwischen den 3 Festpunkten betrug 3 mm, was einer Horizontalverschiebung der Sornsteinspitze um 17 mm entspricht. In Abhängigkeit von Windeinwirkung und Sonneneinstrahlung wurden an der Sornsteinspitze Ausschläge bis zu 15 cm beobachtet.

Die gesamten Kosten für die beschriebenen Frostschutzmaßnahmen betrugen ungefähr 5% der Gesamtkosten. Das Bauwerk wurde von der Firma Züblin-Perrière durchgeführt; es wurde die Kletterschalung „Heine, Chicago“ (Patent Ohle-Lovisa, Kiel) verwendet. Mit derselben Schalung wurden mit gleich gutem Erfolg ein Sornstein mit 150 m Höhe sowie der Stuttgarter Fernsehturm mit 160 m Höhe hergestellt. Diese Schalung läßt sich in einfacher Weise einem variierenden Bauwerksdurchmesser anpassen.

Rechenannahmen

Winddruck: (vgl. französische Vorschrift N. V. 1946)

Lagebeiwert (Zone II, exponierte Lage) = 1,6;
Formbeiwert (Zylinder mit rauher Oberfläche) $C_t = 0,6$;
Schlankheitsbeiwert $k_e = 1,30$;
Schwingbeiwert $k_r = 1,59$.
Stabilitätsuntersuchung und Bemessung erfolgten für die 5/3fachen Windkräfte.

Temperatur-Zwängungskräfte:

Max. Temperaturen: außen $T_a = -20^\circ \text{C}$,
innen $T_i = +130^\circ \text{C}$ (Rauchgase);
Max. Temperaturdifferenz: 150°C ;
Temperaturdifferenz ΔT im Stahlbetonmantel:

$$\Delta T = \frac{e_1}{\lambda_1} \cdot \frac{T_i - T_a}{R},$$

worin e_1 = Dicke des Betonmantels;

λ_1 = Wärmeleitzahl des Betons;

R = Wärmedurchgangswiderstand $1/k$ der ganzen Wandkonstruktion
(vgl. DIN 4108, Punkt 8.1);

Moment aus Temperaturdifferenz im Betonmantel:

$$M_T = \frac{E \cdot \alpha_T \cdot h^2 \cdot \Delta T}{12(1 - \mu)}$$

h = Nutzhöhe des Stahlbetonmantels,

i. a. $h = e_1 - 3 \text{ cm}$

[Nach W. Thoma: Bétonnage par temps froid. Cheminée de 140 m de la centrale de Grosblierstroff. Travaux 44 (1960), Nr. 305, S. 105–112.]

Prof. Dr.-Ing. K. Kordina, Braunschweig.

DK 624.194 (282.271.1) (047.6)

Der Unterwassertunnel von Deas Island

1. Allgemeine Beschreibung des Bauwerks

Vancouver, die größte an der Georgia-Straße gelegene Stadt in British Columbia (Südwest-Canada), ist durch eine Gebirgskette im Norden und Osten und durch den Fraser im Süden vom Hinterland abgeschnitten. Der Straßenverkehr konnte den Fraser bisher nur an zwei Stellen kreuzen: über die Patullo-Brücke und einen Fährdienst auf Deas Island, der jedoch eine

sehr geringe Leistungsfähigkeit hat. Diese beiden Übergänge erwiesen sich in letzter Zeit infolge des stark anwachsenden Straßenverkehrs als unzulänglich, und es mußte ein neuer Übergang über den Fraser geschaffen werden.

Hierfür wurden sowohl Brücken- wie auch Tunnelentwürfe vorgelegt. Für die Ausführung wurde ein Unterwassertunnel bei Deas Island vorgesehen, der einer Brücke gegenüber folgende Vorteile aufweist:

1. Er stellt kein Hindernis für den Schiffsverkehr dar; die Fraser wird an dieser Stelle von Hochseeschiffen bis New-Westminster befahren. Eine Brücke hätte eine sehr große Spannweite und Durchfahrthöhe erhalten müssen.

2. Er wirkt sich günstig auf die Trassierung der Straße aus, da das Gelände auf beiden Seiten des Flusses flach und wenig profiliert ist. Der tiefste Punkt des Tunnels liegt nur 24 m unter dem Gelände, während die Fahrbahn einer Brücke nur 48 m über dem Gelände verlaufen müßte.

Grundriß und Längsprofil des Tunnels sind in den Abb. 2 und 3 wiedergegeben. Der eigentliche Tunnel verläuft geradlinig und hat eine Länge von 658 m. An beiden Ufern, und zwar am Übergang zwischen den Zufahrten und dem Unterwassertunnel, sind Lüftungsgebäude vorgesehen. Die maximale Neigung der Fahrbahn beträgt 4,5%. Die schiffbare Wassertiefe über dem Tunnel von 12,40 m bei Ebbe wurde dadurch erreicht, daß der Tunnel in einem quer durch das Flußbett gebaggerten Graben verläuft. Um das Flußbett beiderseits des Tunnels vor Ausspülungen zu schützen, wurde es mit einer kreuzweise bewehrten Stahlbetonplatte abgedeckt. Die Bewehrung dieser 38 cm dicken Platte besteht aus korrosionsfesten Stählen $\phi 5 \text{ mm}$ in Abständen von 30 cm. Diese Stahlbetonplatte wie auch das Tunnelbauwerk selbst ist durch Sand-, Kies- und Steinschüttungen gesichert (Abb. 4).

Der Tunnel besitzt vier Fahrspuren, zwei in jeder Richtung mit einer Breite von je 3,66 m. Die lichte Höhe beträgt 4,27 m. Eine durchgehende Längswand trennt die beiden Fahrtrichtungen. Als Fahrbahnbelag wurde eine Bitumendecke gewählt und zwar wegen der leichteren Reparaturmöglichkeit und ihrer geräuschkämpfenden Eigenschaften. Die Lüftungskanäle sind beiderseits der Fahrbahnröhren angeordnet, um die gesamte Konstruktionshöhe des Tunnels mit 7,18 m gering zu halten. Eine möglichst geringe Konstruktionshöhe wurde aus drei Gründen angestrebt:

1. Gewährleistung einer für die Schifffahrt ausreichenden Wassertiefe bei möglichst flacher Straßengradiente und Einschränkung der erforderlichen Baggararbeiten.

2. Erzielung eines kleinen Trägheitsmomentes, um eventuellen ungleichmäßigen Setzungen zu begegnen und die dadurch bedingte Rißgefahr zu vermindern.

3. Einsparung von Aushubarbeiten und Wasserhaltungskosten bei der Herstellung des Trockendocks, in dem die einzelnen Tunnelabschnitte betoniert wurden.

2. Beton- und Stahlbetonkonstruktionen

Die Einschnittböschungen der Tunnelzufahrten wurden mit Stützmauern gesichert. Abb. 5 zeigt die Querschnitte für die nördliche Zufahrt auf Lulu Island. Dieser Einschnitt ist 355 m lang und weist einen Höhenunterschied von 15 m auf. Im Bereich geringer Einschnitttiefe wurden Gewichtsstützmauern vorgesehen, bei großer Einschnitttiefe bewehrte Winkelstützmauern.

Der Unterwassertunnel besteht aus 6 Stahlbetonkästen mit 104,85 m Länge, 23,80 m Breite und 7,18 m Höhe. Das Gewicht eines Kastens beträgt rd. 18 700 t (Abb. 6). Die statische Berechnung des Tunnelquerschnittes wurde mit der Cross-Method durchgeführt. Zur Vereinfachung der Berechnung wurden Einheitslasten benutzt, deren Wirkungen zur Berücksichtigung der verschiedenen Lastfälle durch Superposition der Kräfte kombiniert wurden. Es ergab sich, daß die Bemessung eines Querschnittes für die gesamte Tunnellänge ausreichte, lediglich an den Enden der einzelnen Elemente wurde die Bewehrung geringfügig verändert. Als Belastungsfälle wurden berücksichtigt Eigengewicht, Wasserdruck, Auflast aus Hinterfüllung und Übersättigung, Erddruck, Reibung an den Seitenwänden infolge ungleichmäßiger Setzungen des Untergrundes und der Hinterfüllung sowie Beanspruchung durch Erdbeben.

Auf folgende Faktoren mußte bei der Berechnung und Konstruktion besonderer Wert gelegt werden:

a) Unterschiedliche Setzungen

Baugrunduntersuchungen hatten ergeben, daß der Untergrund unter dem Tunnel verschiedenartig aufgebaut ist. Er besteht teilweise aus zusammendrückbaren Schlammsschichten

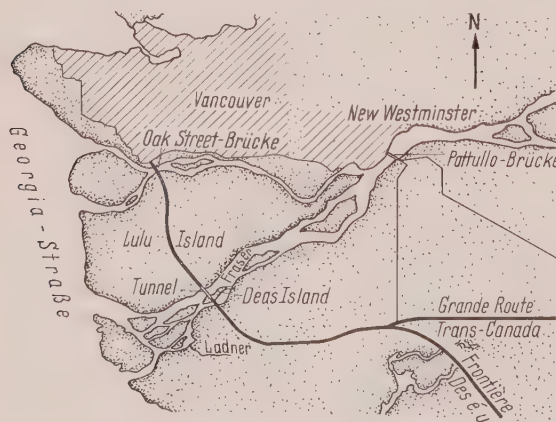


Abb. 1. Lageplan.

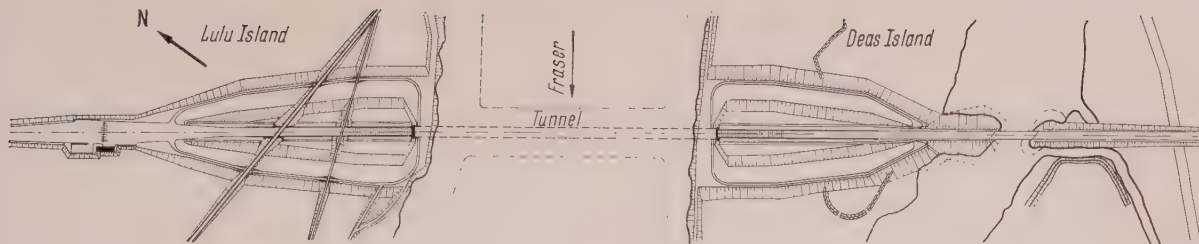


Abb. 2. Grundriß.

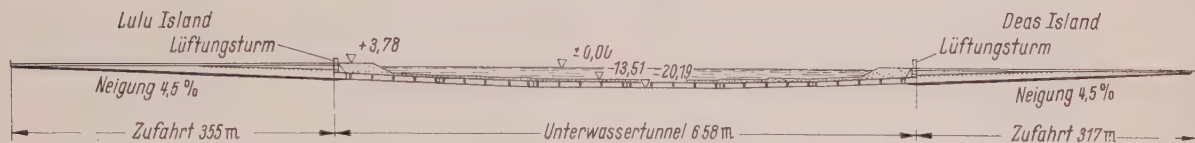


Abb. 3. Längsprofil.

und zum Teil aus Sandablagerungen. Weiterhin wirkt sich die Hinterfüllung, die die Schlammschichten weit höher belastet als der Tunnel selbst, auf die Setzungen des Bauwerkes aus, und zwar über die Reibungskräfte an den Tunnelwänden sowie über die beträchtlichen Scherkräfte, die von dem Hinterfüllungs- und Überdeckungsmaterial übertragen werden können. Alle diese Erscheinungen wurden berücksichtigt, und es wurde mit ungleichmäßigen Setzungen von der Größenordnung von 7,5 bis 10 cm gerechnet und der Tunnel in Längsrichtung als Balken auf elastischer Unterlage angesehen.

b) Erdbebensicherheit

Da der Tunnel im Erdbebengebiet liegt, wurde er auf horizontale Lasten bemessen. Die Belastungsannahmen mußten hierbei besonders sorgfältig getroffen werden, da Beobachtungen über die Auswirkung von Erdbeben auf unterirdische Bauwerke bisher kaum vorliegen.

c) Wasserspiegelhöhen

Die Wasserspiegelhöhe hatte sowohl auf die Konstruktion der Elemente wie auch hinsichtlich der Bauausführung eine große Bedeutung. Sie ist im vorliegenden Falle nicht allein von der Wasserführung des Flusses, sondern auch von den Gezeiten und mitunter sehr erheblich vom Wind abhängig. Höchster und niedrigster Wasserstand wurden an Hand vorhandener Unterlagen festgesetzt, die durch Messungen in einer festen Station, die ein Jahr lang in der Nähe der Baustelle unterhalten wurde, ergänzt waren. Des weiteren mußte auf eventuelle Ablagerungen und Auswaschungen sowie auf die Strömungsverhältnisse des Flusses Rücksicht genommen werden.

Die Tunnelelemente sind mit einer Dichtungshaut ummantelt. Diese wird unter der Bodenplatte durch 4,80 mm dicke geschweißte Stahlbleche gebildet. Auf der Decke und an den Seitenwänden wurde eine glasfaserbewehrte vierlagige Bitumendichtung aufgebracht. An den Enden der Elemente wurde auf eine Länge von 3,35 m ringsherum eine Dichtung aus 6,35 mm dickem Stahlblech vorgesehen. Eine Stahlhaut wurde auch an den Stellen verwendet, an denen einbetonierte Bolzen u. ä. die Dichtung durchbrechen.

Am Boden und auf der Decke ist die Dichtungshaut durch eine 10 cm dicke Stahlbetonschutzschicht geschützt. An den Seitenwänden besteht die Schutzschicht aus 10 cm dicken Holzbohlen, die durch Stahlprofile gehalten werden. Der Zwischenraum zwischen Verschalung und Dichtungshaut wurde mit flüssigem Zementmörtel mit einem Zusatz an Sägemehl ausgegossen.

3. Bauausführung

Die Tunnelzufahrten wurden an Ort und Stelle betoniert, und zwar in Einschnitten, die durch offene Wasserhaltung trockengelegt wurden. Die tiefsten Stellen dieser Einschnitte lagen rd. 18 m unter dem Wasserspiegel, was eine 4staffelige Brunnenanlage erforderlich machte.

Am Nordufer des Flusses wurde der Aushub mit Eimerseilbaggern, Schrappern und Bulldozern bewerkstelligt, während am Südufer die oberen 6 m mittels Saugbagger und der Rest mit Schrappern und Bulldozern abgetragen wurde. Am Südufer wurde das Brunnenystem ergänzt durch Tiefbrunnen, wodurch

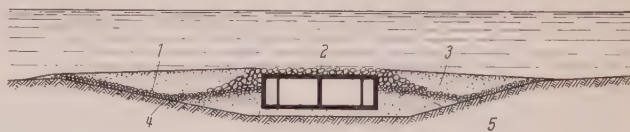


Abb. 4. Querschnitt.

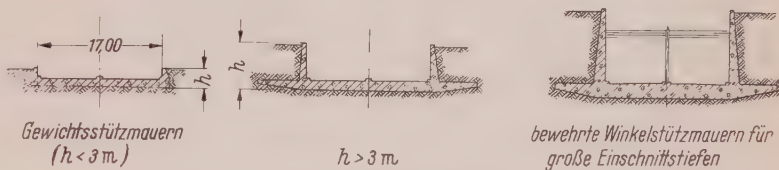


Abb. 5. Einschnittprofil.

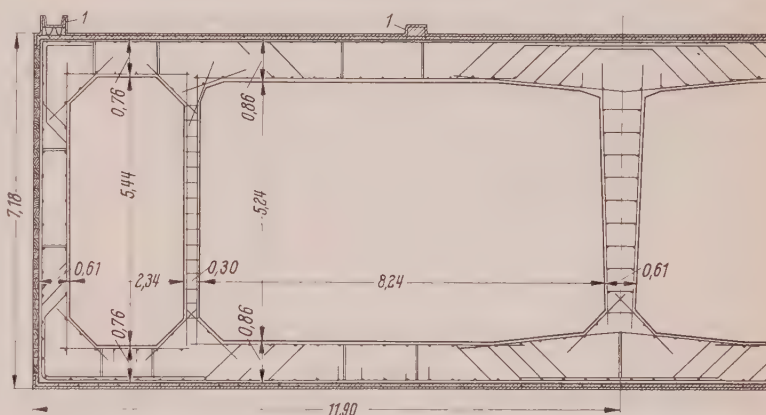


Abb. 6. Querschnitt mit Darstellung der Bewehrung und Dichtung.

die durch eine in 33 m Tiefe anstehende Grobsandschicht gegebenen Vorteile genutzt werden konnten.

Die Tunnelelemente wurden in einem Trockendock hergestellt, das eine Grundfläche von 193 × 117 m hatte und das die gleichzeitige Herstellung aller 6 Elemente erlaubte. Der

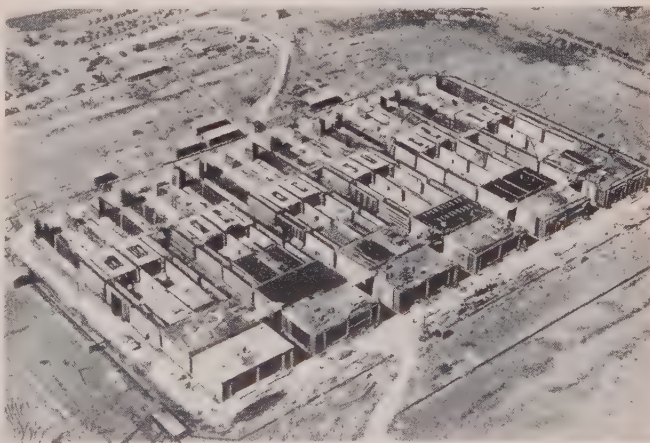


Abb. 7. Herstellung der Tunnelsegmente im Trockendock.

Wasserspiegel wurde hier mit einer 2stafeligen Anlage bis auf 2,15 m unter Docksohle abgesenkt (Abb. 7).

Die Kästen wurden ungefähr 1 m von den Enden mit vorläufigen Schotten versehen. Die Lüftungskanäle wurden darüber hinaus in eine Anzahl Kammern unterteilt, die den Wasserballast aufnehmen sollten. Mit Hilfe eines eingebauten Pumpensystems konnten diese Kammern geflutet und geleert werden. Vor dem Fluten des Trockendocks wurden die Ballastkammern gefüllt, um zu verhindern, daß die Kästen von selbst aufschwammen. Durch einen Stichkanal vom Dock zum Fluß wurden die Elemente bei Flut aus dem Dock geschleppt.

Sie wurden an ein schwimmendes Aggregat aus 4 miteinander verbundenen Prähmen gehängt. An einer provisorischen Ausstattungskaje wurde jedes Element mit zwei Justiertürmen und zwei Zugangsschächten versehen. Justiertürme und Zugangsschächte waren so hoch, daß sie auch nach dem Absenken der Elemente über den Wasserspiegel emporragten, so daß der Zugang in das Innere der Kästen jederzeit möglich war, sowohl während des Absenkens wie auch nach dem Absenken. Auf einem der Justiertürme befand sich ein Befehlsstand, von dem aus das Absenken dirigiert wurde und wo die genaue Lage der Elemente mit Hilfe spezieller Meßinstrumente kontrolliert werden konnte. Auch die Wasserspiegellhöhe in den Ballastkammern wurde von hier aus beobachtet und das Pumpensystem bedient.

Die horizontale Ausrichtung der Elemente und des Schwimmaggregates erfolgte mittels Winden, die auf den Prähmen standen und mit besonderen in das Flußbett getriebenen Ankern verbunden waren. Alle Winden standen mit dem Befehlsstand in telefonischer Verbindung. Das Absenken der Elemente geschah durch Fluten der Ballasttanks unter gleichzeitigem Abspindeln von den Prähmen (Abb. 8).

Die Kästen wurden zunächst auf 4 unten angehängte Fundamentblöcke abgesetzt. Von diesen konnten sie zeitweise entlastet und mit Hilfe hydraulischer Pressen, deren Kolben die Bodenplatte durchdrangen, horizontal und vertikal ausgerichtet werden. Die Pressen wurden aus dem Inneren der Kästen bedient. Auf diese Weise konnten die Elemente mit einer Genauigkeit von ± 3 mm eingebaut werden.

Nach Absenken eines Elementes wurde es mit einer Kraft von 150 t gegen das vorhergehende Element gedrückt. Hierzu diente eine Hakenkonstruktion, die hydraulisch von dem bereits eingebrachten Element aus bedient wurde. Dieses war an seinem freien Ende auf dem ganzen Umfang mit einer besonderen Gummidichtung ausgestattet, gegen die das nächstfolgende Element gedrückt wurde. Durch Öffnen einer Klappe in den Endschotten wurde der Wasserdruck in der Fugenkammer reduziert, so daß jetzt der äußere Wasserdruck mit einer Kraft von rd. 3000 t die Elemente gegeneinanderpreßte. Durch völliges Abspumpen der Fugenkammer war jetzt sofort der Zugang zum nächsten Kasten frei.

Die verbleibende Fuge zwischen dem Flußbett und den Tunnelementen wurde mit Sand ausgepreßt. Das Auspressen geschah mittels eines patentierten Verfahrens, das eine gleichmäßige und dichte Lagerung des Sandes gewährleistet. Dieses Verfahren war eine Verbesserung desjenigen, das für den Bau des Maastunnels in Holland entwickelt wurde. Ein Stahlgerüst,

das auf Schienen läuft, die auf den Elementen angeordnet sind und dessen Plattform oberhalb des Wasserspiegels liegt, trug ein Rohrsystem mit einem Druckrohr und zwei Saugrohren die unter das Element reichten (Abb. 9). Mit Hilfe dieser Anlage wurde ein Sand-Wassergemisch unter die Kästen gepreßt. Sie enthielt außerdem Anzeigevorrichtungen, mit denen die Sandablagerung beobachtet wurde, und konnte nach Bedarf verschoben und gedreht werden. Nach dem Auspressen wurden die provisorischen Sockel entlastet und das Gewicht des Kastens auf den Sand abgesetzt.

Die Fugen zwischen den einzelnen Tunnelementen wurden von innen gedichtet, indem die Dichtungsbleche verbunden, hervorstehende Bewehrungsseisen verschweißt und Beton eingebracht wurde. Die Fuge in der Decke wurde nach dem Colcrete-Verfahren betoniert, indem die Zuschlagstoffe eingebracht und anschließend vermörtelt wurden. Auf diese Art konnten alle Arbeiten an den Fugen ohne Zuhilfenahme von Tauchern und unter Verzicht auf Unterwasserbeton und Druckluftarbeiten ausgeführt werden. Die Verbindung der Kästen wurde erst dann vorgenommen, als keine Setzungen mehr beobachtet wurden.

Zur Herstellung der Anschlüsse des Tunnels an die Zufahrten mußten die Einschnitte geflutet werden und konnten erst nach Fertigstellung der Anschlüsse und völliger Hinterfüllung der Stützmauern wieder entleert werden, da anderenfalls die Gefahr bestand, daß die Einschnittsbauwerke durch den Auftrieb angehoben würden.

4. Betriebseinrichtungen

Zur Belüftung des Tunnels stehen vier Ventilatoren mit einer Leistung von 28 300 m³ Luft/Minute zur Verfügung. Jeder Lüftungsturm enthält einen Ventilator für Frischluft und einen für die verbrauchte Luft. Eine Kontrolle der Ventilatoren erfolgt automatisch. Der CO-Gehalt sowie die Sichtverhältnisse im Tunnel werden an verschiedenen Punkten im Inneren gemessen. Wenn der Kohlenmonoxydgehalt 0,2 % übersteigt oder wenn die Sichtverhältnisse schlechter werden, wird die Intensität der Ventilation automatisch verstärkt. Im Falle eines Feuerschubs im Tunnel schalten 5 Detektoren automatisch die normale Ventilation auf Feuerventilation um. Das Lüftungssystem kann auch von Hand vom Kontrollraum aus bedient werden, der im nördlichen Lüftungsturm angeordnet ist. Die Ein- und Ausfahrspuren sind durch eine Wand, die sich vom Tunnel 100 m weit in den Einschnitt hinein erstreckt, getrennt, um zu verhindern, daß die verbrauchte Luft aus der einen Röhre durch den Verkehrsstrom in die andere hineingesaugt wird.

Die Beleuchtung des Tunnels wird ebenfalls automatisch kontrolliert und über Fotozellen den Lichtverhältnissen außerhalb des Tunnels angepaßt. Die Beleuchtungsstärke kann ebenfalls vom Kontrollraum aus reguliert werden. Sie beträgt normal 1100 Lux unmittelbar an den Eingängen und nimmt nach Tunnelmitte hin auf einer Länge von 200 m auf 110 Lux ab. Um einen allmählichen Übergang vom hellen Tageslicht zur Tunnelbeleuchtung zu bewirken, sind über den Einfahrten Aluminium-Jalousien angeordnet, die eine direkte Sonnenbestrahlung

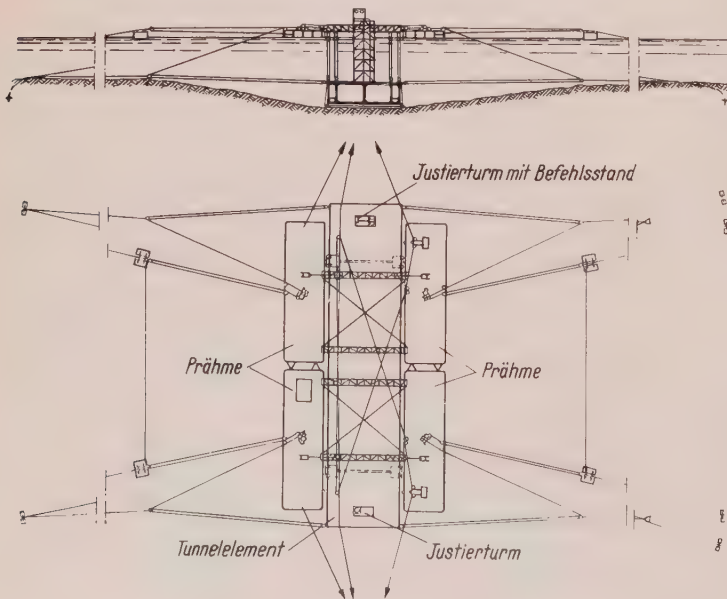


Abb. 8. Absenken des Tunnels.

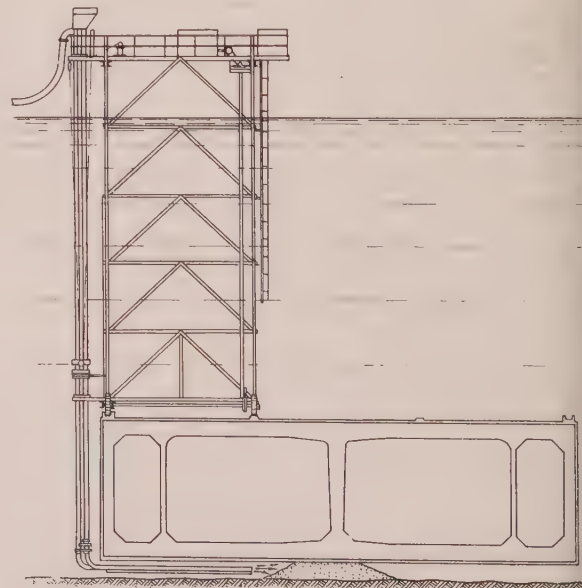


Abb. 9. Auspressen der Bodenfuge.

ng von der Fahrbahn abhalten. Diese Jalousien sind an den
nfahrten auf 100 m Länge und an den Ausfahrten auf 50 m
änge vorgesehen und können von Hand verstellt werden.

Die elektrische Energie wird von zwei unabhängig von-
einander arbeitenden Aggregaten erzeugt.

Das Regenwasser aus den Zufahrten wird in Auffangbecken
den Lüftungstürmen geleitet, während das Wasser, das in
den Tunnel eingedrungen ist, in einem Sumpf in Tunnelmitte
sammelt wird, von wo es abgepumpt werden kann.

Da die Benutzung des Tunnels zollpflichtig ist, wurde an der
rdlichen Einfahrt eine Zollstation vorgesehen. Verkehrszähler
finden sich an den Eingangs- und Ausgangsportalen. Über-
ehenanzeiger sind am Anfang der Zufahrten installiert, und
enn ein Fahrzeug, das die zulässige Höhe überschreitet, vor-
verfährt, leuchtet ein Signal auf, das den Fahrer vor dem
efahren des Tunnels warnt.

Trotz der ausgedehnten Automation der Tunneleinrichtung
während der Spitzenbelastungszeiten ein Wärter im Kontroll-
um anwesend. Auch sind Einrichtungen vorgesehen für den
äteren Einbau eines Fernsystems, das 14 Aufnahmegeräte
n Tunnel und 2 Bildschirme im Kontrollraum enthält und
it dem der Verkehr überwacht werden kann. Der Wärter
nn alle Tunnelsignale vom Kontrollraum aus bedienen und
er ein Lautsprechersystem Anordnungen erteilen. Elek-
ische „Stop Maschine“-Signale sind vorgesehen, mit deren
ilfe die Fahrer angewiesen werden können, ihre Maschinen
ei Verkehrsverzögerungen abzustellen, um den Anfall von
ohlenmonoxydgasen zu drosseln.

Der Tunnel wurde am 23. Mai 1959 dem Verkehr übergeben.

Literatur

1. Le tunnel de Deas Island. Tunnel routier sous le Fraser au
Canada. Travaux 44 (1960), Nr. 314, S. 709.
2. Deas Island Tunnel. A Vehicular Trench Type Tunnel under
Fraser River in Canada. Civ. Engng. 55 (1960), Nr. 647, S. 779.
3. Le tunnel de Deas Island sous la Fraser, a Vancouver (Ca-
da). La Techn. Trav. 36 (1960), Nr. 7—8, S. 245.
4. Deas Island Tunnel. Gezonken verkeerstunnel onder de Fra-
ser River in Canada. De Ingenieur 73 (1961), Nr. 1, S. B 1.

W. Plagemann, Dresden.

K 69.057 : 666.977.252.2 (047.6)

Vorgefertigte Hochhausdecken im Aufzug

In steigendem Maße bedient man sich in den Vereinigten
aaten von Amerika beim Bau vielgeschossiger Häuser des
ift Slab“-Verfahrens, bei dem vorgefertigte Stahlbetondecken
n stählernen Stützen hochgezogen und in der endgültigen
he biegesteif an diesen Stahlstützen angeschlossen werden.
ne Endzustand besteht die Tragkonstruktion also aus einem
kelett massiver Decken und stählerner Stützen, die nicht in den
ußenwänden stehen, wodurch die in den USA so beliebten
ützenlosen Außenwände mit Glas- und Leichtmetall-Verklei-
ung („curtain walls“) erzielt werden.

Das nachstehend geschilderte Bauvorhaben bietet insofern
eressante Besonderheiten, als dabei erstmals 15 Decken von
m auf 21 m Fläche bei einem Einzelgewicht von über 800 t
zu 44 m hoch gehoben werden, außerdem wurde der Be-
nervorgang stark rationalisiert und im Winter bei Über-
chung der gesamten Baustelle durchgeführt.

Es handelt sich um zwei Wohnhochhäuser mit je 2 Keller-,
rd- und 12 Obergeschossen bei mind. 2,5 m lichter Stockwerks-
he. Die Decken über den beiden Kellergeschossen sind Plat-
abalkendecken von 40 cm Bauhöhe einschl. einer stärkeren
erschleißschicht, während die übrigen Decken bei 23 bis 25 cm
icke voll massiv sind.

Die 36 Stahlstützen aus IP-Profilen sind in 4 Reihen zu
Stück in einem Raster von 8 m mal 5,5 m angeordnet (Abb. 1).
uf ihren untersten 16 m langen Schüssen wurden die „Hebe-
ngen“ — Stahlkonstruktionen, die die Verbindung mit den
nzelnen Platten herstellen — aufgefädelt und die unteren
ützenlängen dann mit einem Mobilkran montiert (Abb. 2).
orher wurden die Böden des unteren Kellergeschosses her-
stellt, um als Arbeitsplatz und Unterlage für die übrigen vor-
fertigen Decken zu dienen. Wegen des fast gleichen
undrisses konnten alle Decken ohne große Umänderung der
alungen für die Aussparungen bei nahezu 1400 m² Fläche
d mit einem Betonbedarf von etwa 300 m³ im dreitägigen
ythmus nacheinander betoniert werden. Dabei kam der
tionalisierung noch zustatten, daß die beiden Gebäude
ntelbar nebeneinander errichtet wurden. Sobald die Schal-
d Bewehrungsarbeiten an einer Platte des einen Gebäudes
endet waren, wechselten die Arbeiter zum anderen Betonier-
tz für die gleiche Arbeit. Inzwischen wurde eine Platte be-
iert, wobei der Beton von einer für beide Arbeitsplätze
atral gelegenen Mischanlage zur Verwendungsstelle gepumpt

wurde. Nach dem Abbinden wurden zwei Schichten eines farb-
losen Überzugs aufgesprüht, der die Haftung mit der nächst-
folgenden Platte verhinderte. Diese Arbeiten wurden über-
wiegend im Winter im Schutze eines leichten Daches aus-
geführt, das an den untersten Schüssen der Kletterstützen hing
und ebenso wie die Wände mit einer lichtdurchlässigen Kunst-
stoffolie abgedeckt war (Abb. 2). Sechs Ölfen sorgten für die
Beheizung des Innenraumes.

Insgesamt waren während des Betonierens der Platten und
einer zu den 360 Wohnungen der beiden Hochhäuser gehören-
den dreigeschossigen Hochgarage 40 Arbeiter beschäftigt, davon
13 Einschaler, 9 Eisenflechter und 18 Betonbauer. —

Nach dem Abbinden aller Platten wurden 2 Platten gleich-
zeitig bis zur Spitze des 1. Stützenschusses, d. h. etwa bis zur
Höhe des späteren 1. Obergeschosses angehoben und dort durch
Anbringen von Keilen zwischen den Flanschen und den „Hebe-
kragen“ befestigt. Zum Anheben dienten hydraulische Pressen
auf den Stützenköpfen und Rundstähle von 45 mm Durchmesser.

Nachdem acht Platten in dieser Höhe von rund 15 m hingen,
mußten die Stützen in halber Höhe durch zwei weitere dort
angebrachte Platten knicksicher ausgesteift werden. Sie konnten
erst weiter gehoben werden, als die Decke des oberen Kellers
und danach die des Erdgeschosses in ihrer endgültigen Höhe
mit den Stützen biegesteif verschweißt waren (Abb. 1).



Abb. 1. Ansicht der Baustelle; Gebäude A am Beginn des 1. Hebe-
abschnittes, Gebäude B an dessen Ende.

Nach dieser 1. Phase wurden die Stützen durch einen weite-
ren Schuß um 12 m verlängert, so daß sie nunmehr bis über
das 7. Obergeschoß reichten. Nach dem Aufsetzen der Hebe-
zeuge auf die verlängerten Stützen wiederholte sich das Spiel,
wobei jedoch die Decken des 1. bis 4. Obergeschosses „unter-
wegs“ in ihrer endgültigen Höhe biegesteif angeschweißt wur-
den.

In der 3. Phase wurden nach Verlängerung der Stützen um
etwa 11 m alle weiteren Decken, bis auf den Fußboden des
letzten Obergeschosses und das flache Dach, angebracht.

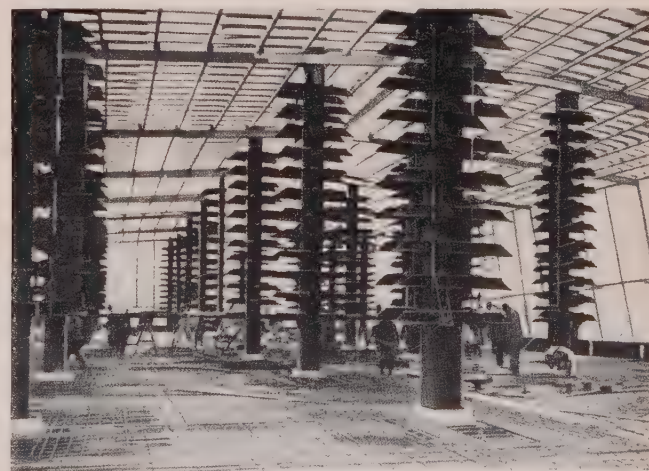


Abb. 2. Blick in die wintersicher umhüllte Baustelle mit Bewehrung
der Platte 3 (Erdgeschoßdecke); an den Stützen die „Hebekragen“
der nächsten 12 Platten.

Mit der Montage des letzten Stoßes der Stützen und dem Heben und Befestigen der beiden letzten Platten war der Vorgang beendet.

Für die Montage der Stützen war ein Mobilkran mit einer Reichhöhe von 48 m verwendet worden, außer für die letzten kurzen Stücke. Diese wie auch die gesamte Hebe- und Druck-erzeugungsausrüstung samt elektrischer Kontrollanlage, die Schweißgeneratoren und ein selbstfahrender 14 m hoher Montageturm aus Rohrkonstruktion wurden auf der Dachplatte stehend mit dieser angehoben. Der Turm diente vorzugsweise für das Umsetzen der Hebezeuge bei der Stützenverlängerung und der 16 m langen Aufhängestangen aus Rundstählen von 45 mm Durchmesser.

Für eine Hebephase wurden etwa 2 1/2 Tage benötigt, das Umsetzen der Pressen und das Anschließen der elektrischen Steuerung eingeschlossen.

Die Pressen zum Heben hatten 75 t Tragfähigkeit; ihre höchste Belastung aus zwei angehängten Platten betrug etwa 50 t. Der Druck von 140 kg/cm² wurde durch ein Dieselaggregat mit 6 Zylindern erzeugt und durch vier Druckleitungen von 1/2" Durchmesser an jeweils 9 Pressen weitergeleitet.

Der gesamte Hebevorgang wurde zentral durch einen Stromkreis gesteuert und kontrolliert, indem das Ventil der vier Druckleitungen sich automatisch schloß und wieder öffnete, wenn alle 36 Pressenkolben einen Weg von 13 mm zurückgelegt hatten. „Hinkte“ eine Presse nach, dann öffnete sich das Ventil so lange nicht, als bis der Hub auch dieser Presse 13 mm betrug. So war sichergestellt, daß die Durchbiegung der Platte an einer Stütze nie mehr als 13 mm betragen konnte. Unregelmäßigkeiten an den Pressen wurden durch verschiedenfarbige Lampen unmittelbar angezeigt. Die Hebegeschwindigkeit betrug etwa 2 m in der Stunde bei einem Einsatz von einem Richtmeister und fünf Facharbeitern. Mit den Schweißarbeiten waren ständig fünf Schweißer beschäftigt. Besonders großen Aufwand erforderte das Schweißen der Montagestöße der Stützen; ein Schweißer vermochte zwei Stützenstöße an einem Arbeitstage fertigzustellen. — [Nach: Automatic Jacks Raise Record Lift-Slabs. Engng. News-Rec. 165 (1960), Nr. 8, S. 44—51.]

Dipl.-Ing. Alfred Ohlemutz, Butzbach (Hessen).

DK 69.057.5/.6 : 69.059.38 : 624.21 (048.1)

Zweigeschossige Rüstungen bei einer Brückenverbreiterung

Die Zufahrtsbrücken zur George-Washington-Brücke in New York werden gegenwärtig um etwa 2,30 m an beiden Seiten verbreitert. Hierbei sind zweigeschossige versetzbare Rüstungen verwendet worden, deren untere Ebene als Arbeitsbühne dient, während die obere die Schalung für die zu verbreiternde Betonfahrbahntafel trägt. Beiderseits der Stahlstützen, auf denen die Zufahrtsbrücken ruhen, werden 460 mm hohe U-Stahlträger auskragend angeschraubt; diese Träger sind 5,13 m lang, ragen um 3,05 m über die Stahlstützen hinaus, liegen etwa 3 m unter der bisherigen Fahrbahndecke und werden durch diagonal angeordnete Winkel, die von den Außenenden der Kragträger zum Kopf der Stahlstützen laufen, abgefangen. Zwischen diesen Trag-

konsolen, deren Abstand dem von 6,20 bis 8,50 m veränderlichen Stahlstützenabstand entspricht, sind dreieckförmige stählerne Sonderprofilträger mit einem Mittelabstand von 61 cm eingelegt, die den Holzbelag für die Arbeitsbühne tragen.

Zunächst wurde an der zur Verbreiterung vorgesehenen Seite ein Streifen der vorhandenen Betonfahrbahntafel abgebrochen, wobei die Betonbruchstücke auf die Arbeitsbühne herabfielen, um von dort abtransportiert zu werden. Sodann wurde von der gleichen Bühne aus das Holztragwerk für die Schalung der darüber befindlichen zweiten Ebene liegenden Betonfahrbahn aufgerichtet. Auf die U-Stahlkonsolen wurden im Abstand von 61 cm Holzschnellen 20 × 20 cm verlegt, die als Unterlagen für doppelte Holzpfosten dienten. Durch Holzkeile, die zwischen durchlaufende Streckbalken am oberen Ende der Pfosten eingelegt waren, ließ sich die Höhenlage der durch die gleichen dreieckförmigen Sonderprofile wie unten getragen, Schalungsdecke für die Fahrbahnplatte einstellen; die Keile erleichterten auch den Ausbau der Schalung beim Platzwechsel. An der Außenseite wurden stählerne Pfosten für ein Maschendrahtgitter zur Sicherung der Arbeiter angeschweißt.

Von dieser Rüstung waren etwa 150 lfdm verfügbar. Bei der Montage wurde in Abschnitten, deren Längen sich aus den verschiedenen Abständen der Stahlstützen und damit der Konsolen ergaben. Nach Fertigstellung wurde jeweils das Gerüst eines Abschnittes umgesetzt. Je Arbeitstag wurden etwa 10 bis 90 lfdm Fahrbahnverbreiterung fertiggestellt. — [Nach: Two Level Scaffolding Holds Deck Forms. Constr. Meth. (1960), Nr. 6, S. 122—124.]

C. J. Hoppe, Bonn.

DK 625.72 : 629.113 (047.6)

Die Beziehungen zwischen den Entwicklungen der Kraftfahrzeuge und der Gestaltung der Straßen

Die Verfasser fordern eine enge Zusammenarbeit der Konstrukteure von Kraftfahrzeugen und der Straßenplaner, weil das Straßennetz schnell veraltet, wenn die Entwicklung der Kraftfahrzeuge eigene Wege geht.

Es liegt im Wesen des freien Unternehmertums und des Wettbewerbs, daß häufig Änderungen am Kraftwagen vorgenommen werden. Das führt zum „geplanten Veralten“. Gegensatz hierzu untersteht der Verwalter von Straßen gesellschaftlichen Körperschaften, die verlangen, daß die Straßen eine lange Nutzungsdauer, etwa von vierzig Jahren, gebaut werden. Die Straße soll sowohl beim Bau als auch in der Unterhaltung wirtschaftlich sein.

In dieser Arbeit werden der Entwicklung der Kraftfahrzeuge seit dem Jahre 1927 die Veränderungen des Straßenbaus gegenübergestellt.

Die durchschnittliche Länge des amerikanischen viertürigen Personenkraftwagens ist seit 1927 um rd. 1,2 m gestiegen. Die durchschnittliche Breite hat in gleicher Zeit um 0,28 m zugenommen und beträgt damit etwa 2,0 m. Nur die Höhe hat von einem durchschnittlichen Wert von 1,87 um 0,41 m auf 1,46 m abgenommen. Damit ist die durchschnittliche Augenhöhe

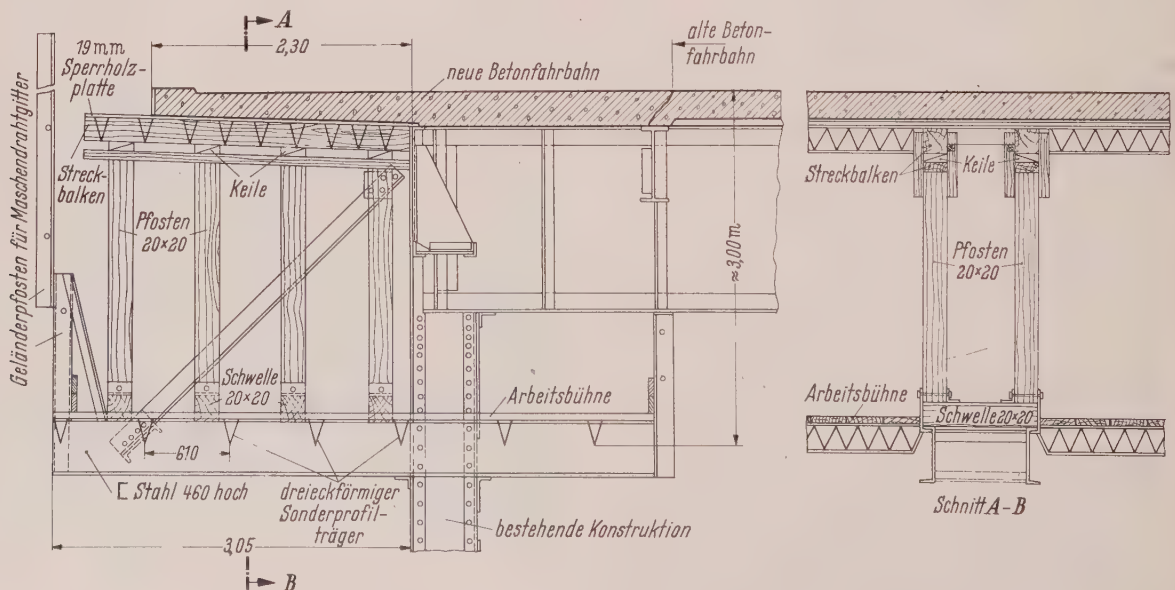


Abb. 1. Aufriß und Schnitt durch die Rüstung.

weniger als 1,20 m zurückgegangen. Im Zusammenhang mit der Geschwindigkeitssteigerung zwingt das zu einer Änderung in der Gestaltung der Kuppen und Wannen im Straßenlängsschnitt.

Von 1930 bis 1955 stieg das maximale Geschwindigkeitspotential des durchschnittlich in Amerika hergestellten Kraftwagens von 106 km/h auf 156 km/h. Von den Durchschnittsfahrern wird dieser Höchstwert nur selten ausgenutzt.

Straßenbau und Einsatz der Kraftwagen nehmen im allgemeinen eine Geschwindigkeit von rd. 113 km/h und weniger an. Die Verfasser finden es eigenartig, daß trotzdem Tachometer eingebaut werden, die 190 km/h und mehr anzeigen. Es sei behauptet worden, daß diese übersteigerten Forderungen von den Kunden stammten. Die Industrie entspreche diesen Wünschen und fühle sich für die damit verbundenen Auswirkungen auf das Straßennetz nicht verantwortlich.

Doch noch bedeutungsvoller für den Straßenbau ist die Änderung bei den Lastkraftwagen. Im Jahre 1927 lag die Entwurfsgeschwindigkeit bei rd. 56 km/h. Die Breite von Omnibussen betrug 2,40 m, diejenige von Lastkraftwagen 2,10 bis 2,25 m. 13,6 t war das Höchstgewicht. Die Hauptveränderungen seit 1927 sind im Gewicht und in den Längen der Fahrzeuge eingetreten, während Breite und Höhe nahezu unverändert geblieben sind. Auf dem New York Thruway sind Lastzüge von 30 m Länge mit einem Bruttogewicht bis zu 59 t zugelassen.

Das Verteidigungsministerium hat für Bauwerke eine lichte Durchfahrthöhe von 5,10 m gefordert.

Bei der möglichen Fahrzeugentwicklung wird das Luftkissenfahrzeug erwähnt. Dieses könnte gewisse Probleme der Achsenbelastung lösen. Die Straße müßte eine vollkommen glatte Oberfläche haben. Andere Vorschläge befassen sich mit der sicheren Führung der Fahrzeuge.

Dieser Entwicklung der Fahrzeuge stellen die Verfasser die Änderungen im Straßenbau gegenüber. Aus der Tabelle 1 ist die Änderung der Trassierungselemente zu ersehen. Die modernen Straßen müssen Verkehrsströme mit großen Geschwindigkeiten sicher aufnehmen können. Die Entwurfsgeschwindigkeiten sind seit 1927 verdoppelt worden, nämlich von rd. 56 km/h auf 112 km/h. Man hat erkannt, daß aus Sicherheitsgründen genügend breite Randstreifen und in Straßenmitte ein genügend breiter Sicherheitsstreifen vorgesehen werden müssen.

Tabelle 1. Trassierungselemente 2spuriger Landstraßen erster Ordnung (primary rural highways).

	1927	1960
Entwurfsgeschwindigkeit km/h	56	112
Breite des Straßenlandes m	24	30 bis 36
Straßenbreite auf Brücken m	7,2 bis 9	13,2
Neigungen %	5 bis 6	3 bis 5
Krümmungshalbmesser im Grundriß m	180	450 bis 540
Straßenbreite m	9,6 bis 12	13,2
Breite der befestigten Fahrbahn m	5,4 bis 6	7,2
Augenhöhe m	1,65	1,2
		(erwünscht)

Wegen der geringen Augenhöhe der Fahrer und der höheren Geschwindigkeiten müssen größere Halbmesser für die Kuppenausrundungen vorgesehen werden.

Durch die Größenveränderungen der Fahrzeuge sind die nach alten Maßstäben gebauten Straßen veraltet. Die unterschiedliche Höhe der Stoßstangen bereitet Schwierigkeiten. Garagen, für kleinere Fahrzeuge gebaut, werden für größere Abmessungen der Kraftwagen zu klein. Das Fassungsvermögen von Parkplätzen nimmt ab.

Für den Straßenbauingenieur sei es eine entmutigende Erfahrung, daß in der Vergangenheit im Straßenbau vollzogene Änderungen den Änderungen im Fahrzeugbau folgen mußten. Der Straßenbauingenieur sei auch nicht sicher, ob sein Werk durch irgendeine neue Entwicklung im Fahrzeugbau wieder zu nichts gemacht werde.

Bei der kritischen Lage von heute müsse z. B. untersucht werden, ob es zweckmäßig sei, für Lastkraftwagen von 90 t und für Wagen von 680 kg getrennte Straßen vorzusehen.

Die Kosten für derartige Untersuchungen, die sich auf die Zusammenhänge in der Entwicklung von Kraftfahrzeugen und Straßenplanung zu erstrecken haben, sind gering im Vergleich zu den jährlichen Investitionen im Straßenwesen.

Der Umfang der Bemühungen der Straßenbauingenieure, den Fahrzeugbau und den Straßenbau zu koordinieren, geht aus der Fülle von Untersuchungen hervor, die im Gange sind. Insgesamt untersuchen 20 Ausschüsse des Highway Research

Board Fragen, bei denen sich der Fahrzeugbau auf den Straßenbau auswirkt. Die American Society of Civil Engineers hat einen Ausschuß für den geometrischen Straßenentwurf und einen für Verkehringenieurwesen. In der American Society for Testing Materials wurde ein Ausschuß gegründet, der sich mit der Frage der Schleudergefahr befaßt. In der American Association of State Highway Officials (AASHO) arbeiten mindestens 5 Ausschüsse über diese Fragen.

Die technische Abteilung des Institute of Traffic Engineers hat 5 Ausschüsse, die bei ihrer Arbeit die Entwicklung der Kraftfahrzeuge berücksichtigen müssen.

An dieser Forschungsarbeit sind weiterhin die Kraftfahrzeugindustrie und die Universitäten beteiligt. Zusätzliche Forschungsarbeiten wurden durch das Gesetz über die Bundeshilfe im Straßenwesen (Federal Aid Highway Act) von 1956 angeordnet.

Hinsichtlich der Investitionen und des Ausmaßes war die größte Forschungsarbeit der AASHO-Straßentest. Das Hauptziel dieser Untersuchung ist, die Beziehungen zwischen der Leistungsfähigkeit der Straßendecke und den auf ihr beförderten Lasten zu bestimmen. Die Gesamtkosten dieser Untersuchung allein werden auf etwa 22 Mill. Dollar veranschlagt.

Nach Angaben der AASHO betrugen die Ausgaben für alle Forschungsarbeiten im Straßenbau im Jahre 1958 18 Millionen Dollar. Die Gesamtaufwendungen für den Straßenbau in diesem Jahre lagen knapp unter 10 Milliarden Dollar. Der Forschung standen somit weniger als 0,2 % der Gesamtausgaben zur Verfügung. In der chemischen Industrie liegt dieser Wert zwischen 3 und 4 %.

Man ist der Meinung, daß ein erweitertes Forschungsprogramm aufgestellt werden sollte, das von der Industrie und allen anderen interessierten Gruppen zu unterstützen ist.

Im Hinblick auf die Beziehungen in der Entwicklung von Kraftfahrzeug und Straßenbau sollten der entsprechenden Forschungsgruppe gewisse Aufgaben gestellt werden:

1. Entwicklung einer Kontrolle der Höchstnormen für den Fahrzeugbau;
2. Entscheidung über die wünschenswerte maximale Anwendungsdauer einer gegebenen Gruppe von Normen;
3. Entwicklung von Prüfverfahren, um eine periodische Revision der Normen zu ermöglichen;
4. Forschungsarbeiten, um neue Wege für den Straßentransport zu finden;
5. Bestimmung der Voraussetzungen für die Einführung eines neuen Systems;
6. Unterrichtung der Hersteller, der Verbraucher, der Straßenbehörden, der Öffentlichkeit und der gesetzgebenden Körperschaften.

Ein Musterbeispiel für eine derartige Organisation liegt im AASHO-Straßentest vor, der von den in erster Linie interessierten Gruppen aus dem öffentlichen und privaten Sektor finanziert und geleitet wird. Was hierbei an Zusammenarbeit gelernt wurde, sollte auf das Gesamtproblem angewandt werden.

Die Verfasser schließen mit der Bemerkung, die Kraftfahrzeugindustrie sei so gesund wie die Fundamente, auf der sie errichtet sei. Einen wesentlichen Teil dieser Grundfesten bilde das bundesstaatliche Straßennetz. Wie alle Fundamente seien auch Straßen teuer. Sie erfordern einen optimalen Entwurf, um sichere, leistungsfähige und wirtschaftliche Dienste leisten zu können. Um dieses Ziel zu erreichen, muß von allen Beteiligten noch viel mehr getan werden. — [Nach R. A. Haber und D. K. Witheford: Correlation of vehicle design and highway design. Journal of the Highway Div., Proc. Am. Soc. Civ. Eng. 86 (1960) No. HW. 2, Part. I. S. 15—35.]

J. Schlums, Stuttgart.

DK 624.157.385 (048.1)

Teleskopschwimmkästen als Gründungskörper

In schwedischen Gewässern wurden in jüngster Zeit 4 Leuchtfeuer auf eine neuartige Weise gegründet, durch die der überwiegende Teil der Bauleistung an die Küste verlegt und damit das Baurisiko wesentlich vermindert wurde. Diese Bauweise ist auch für andere Zwecke wie Brückenpfeiler, Molenköpfe u. dgl. und auch wohl in Verbindung mit Druckluftsenkkästen anwendbar, so daß ein Bericht darüber von Interesse sein dürfte. Das einfache Prinzip wurde 1957 von R. v. Gellerstad angegeben. Es werden zwei oder mehrere Schwimmkästen ineinander hergestellt und gemeinsam zu Wasser gebracht. In diesem Zustand ist die Schwimmstabilität gut und der Transport über See

bietet keine Schwierigkeit. Am Einbauort wird der in Anker festgelegte Schwimmkastensatz durch Fluten des äußeren Kastens abgesetzt. Der oder die inneren Kästen werden jeweils durch Fluten der inneren Hohlräume zum Aufschwimmen gebracht und festgelegt. Diese Arbeit kann in kurzer Zeit in einer Schönwetterperiode vorgenommen werden. Das Verfahren wurde durch Patente geschützt. Eine erste Anwendung fand sich bei dem Grundkallen-Leuchtturm, das in der südlichen Bottnischen See ein abgängiges Leuchtschiff ersetzt. Der Schwimmkastensatz bestand aus zwei zylindrischen Kästen, dem äußeren mit 18,2 m Durchmesser und 14 m Höhe, mit einem inneren Führungszylinder von 13 m Durchmesser und ebenfalls 14 m Höhe. Der Ringraum zwischen dem Mantel und dem Führungszylinder ist durch radiale Wände in 6 Zellen eingeteilt. Der Teleskopzylinder hatte 12 m Durchmesser und 12,2 m Höhe, er enthält in 2 Stockwerken die Kraftstation, Öltanks, Heizung und in den beiden oberen Stockwerken um die mittig angeordnete Wendeltreppe 6 Wohnräume von je 12 m² Fläche für die Besatzung.

Der mittlere Turm ragt weitere 21,3 m über diesen Teleskopzylinder hinaus.

Für dieses Bauwerk wurden umfangreiche Vorstudien, Modelluntersuchungen und Berechnungen aufgestellt, so für die Schleppstabilität, den Moment des Stapellaufs, den Stoß beim

Absetzen und namentlich für die einzelnen Phasen des Aufschwimmens. Im Hinblick auf die Schwimmstabilität mußten alle Wandungen verhältnismäßig dünn sein. Die Beanspruchungen in der See wurden im Modell studiert und der Standsicherheit 11 m hohe Wellen zugrunde gelegt. In der See steht das Bauwerk hinter einer Riffkante, so daß der stärkste Wellenstoß schon dort gebrochen wird, was im Modellversuch durch Messung verfolgt und bestätigt gefunden wurde. Die Untersuchungen führte das Hyddraulische Institut von Chalmers Inst. für Technologie in Göteborg (Prof. E. Reinius) durch. Die Konstruktion bearbeitete das Vattenbyggnadsbyran in Stockholm.

Abb. 1 zeigt das fertige Leuchtturm in See und Abb. 2 eine schematische Darstellung der Bauvorgänge.

Die Ausführung des Caissonsatzes geschah in einem

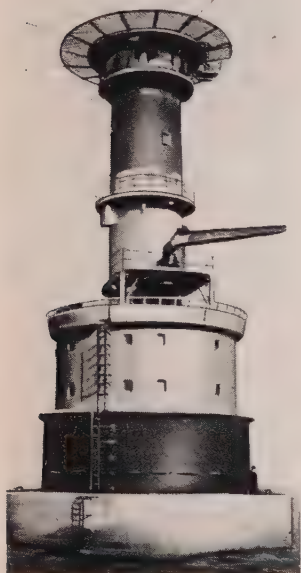


Abb. 1. Das Grundkallen-Leuchtturm.

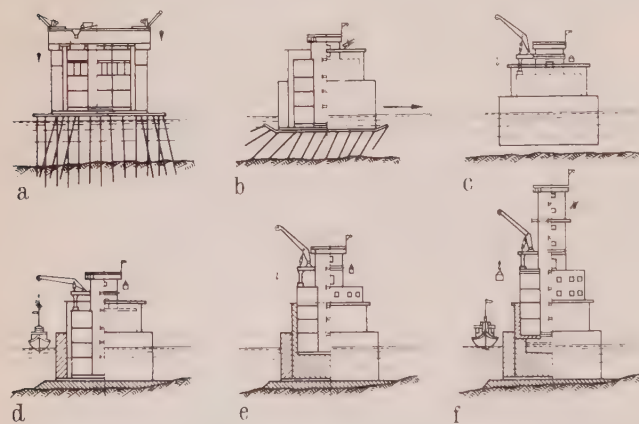


Abb. 2. Herstellungsvorgang für den Teleskop-Senkkasten des Grundkallen-Leuchtturms. a) Herstellung auf Pfahlrost; b) Zuwasserbringen; c) Schleppzustand; d) Absetzen und Füllen der äußeren Kammern; e) Aufschwimmen des inneren Kastens; f) der fertige Bau.

kleinen Hafen bei Stockholm unweit einer Ufermauer auf einem hölzernen Pfahlrost, wie Abb. 2a zeigt.

Alle runden und radialen Wände der Baukörper, zusammen etwa 2000 m², sind im Gleitbauverfahren hergestellt; wobei etwa

1000 Nischen für Rohrleitungen und elektrische Installationen zu berücksichtigen waren. Glasbausteine und Betonrahmen für Fenster wurden innerhalb der Gleitschalung an Ankerstange festgelegt. Insgesamt 413 m³ Beton sind in den transportfähigen Caissonsatz eingebaut.

Die felsige Gründungssohle wurde in 7 m Tiefe von Tauchern zunächst plangesprengt und darauf mit Steinschüttung hergestellt, indem von der Mitte aus Eisenbahnschienen radial verlegt und einnivelliert wurden, die als Lehren für die Oberfläche der Steinschüttung dienten.

Das Absetzen in das Wasser wurde eingeleitet durch Sprengung der seewärts geneigten Schrägpfähle des Pfahlrosts und Ansetzen eines horizontalen Zuges von 140 t von der Ufermauer her (Abb. 2b). Der Schlepp über See betrug ~ 205 km. In der Nacht vom 11. zum 12. Juli 1958 setzte man den zwischen 4 Ankern justierten Caissonsatz durch Fluten der äußeren Kammern auf die Bettung ab und begann sofort mit der Kiesfüllung und Mörtelinjektion (Prepakt-Verfahren). Als die Kammern halb gefüllt waren, kam ein Sturm mit Windgeschwindigkeiten bis 20 m/s auf, den aber der Caisson ohne Schwierigkeit schadlos überstand. Am 22. August konnte der innere Zylinder mit einer Steiggeschwindigkeit von 1,5 m je Stunde zum Aufschwimmen gebracht werden. Nach einem Hub von 7,3 m war der Einsatzzylinder 18 m über Wasser und wurde behelfsmäßig festgesetzt. Die feste Verbindung mit dem Unterstück ist durch 6 radiale Betonrippen auf den Sohlenrippen zwischen Führungszylinder und Teleskopschacht hergestellt. Die verbleibenden Zwischenräume zwischen den Wandungen und die Hohlräume unter dem Einsatzcaisson sind zunächst mit Kies gefüllt, nachdem teilweise hier noch See- und Süßwasserbehälter, Tanks und Rohrleitungen eingebaut waren. Im November wurden die weiteren Arbeiten eingestellt und im Winter 1958/59 der Betrieb aufgenommen und mit einer kleinen Besatzung provisorisch durchgehalten (Abb. 2e). Im März begann die Arbeit mit der Injektion von Zementmörtel in die mit Kies gefüllten Räume, worauf dann der Turm in Gleitschalung auf seine volle Höhe von 34 m über Wasserspiegel gebracht wurde. Gekrönt ist der Turm durch eine Hubschrauber-Plattform. Der reguläre Dienst wurde am 13. Dezember 1959 aufgenommen, nach einer Gesamtbauteilzeit von 18 Monaten für die Arbeit an der Küste und am Standort.

Die Kosten betrugen für Entwurf, Planung, Voruntersuchungen und Ausführung einschließlich Ausrüstung 1 750 000 schwed. Kronen, wozu für die Kraftstation und Leuchtturm-Installation noch 400 000 schwed. Kronen zuzuschlagen sind und etwa 5 % für staatlicherseits frei beigestellte Schiffsleistungen; umgerechnet sind das rund 1 810 000 DM.

Die Erfahrungen bei diesem ersten Bau ermutigten durchaus, obwohl noch verhältnismäßig viel Arbeit am Standort angefallen war. Im Januar 1959 begann man mit dem Bau von zwei weiteren Teleskop-Caissons, bei denen aber der Turm schon in voller Höhe einschließlich der Hubschrauber-Plattform und aller Ausrüstung ausgeführt wurde. Am Einbauort war also keine konstruktive Betonarbeit mehr zu machen. Bei diesen Türmen hatte der äußere Caisson 22 m Durchmesser, das Schleppgewicht betrug 1650 t und der innere Turm wurde 15 m hoch aufgeschwommen. Sie stehen in 14 m tiefem Wasser.

Abb. 2 zeigt einen dieser Türme beim Stapellauf. Im Januar 1960 wurde ein vierter Teleskop-Caisson begonnen, der unter 23 m Durchmesser aufweist. Der zu schleppende Caissonsatz war 31,5 m hoch, bei einem Gewicht von 2500 t. Die Absenktiefe beträgt in diesem Fall 10 m, der innere Turm mußte 12 m aufschwimmen. — [Nach R. v. Gellerstad: Telescopie caisson for a lighthouse base. Civ. Engng. 30 (1960), H. 9, S. 58—61.]

Dr.-Ing. E. Bachus, Frankfurt a. M.



Abb. 3. Das Svindbaden-Leuchtturm beim Stapellauf.

K 624.072.2 : 624.012.46 : 624.078 (047.6)

Stahlbetonverbindungen von Spannbetonbauteilen

Statisch unbestimmte Spannbetontragwerke können in der Weise hergestellt werden, daß die wichtigsten Spannvorgänge in einem statisch bestimmten Tragwerk ausgeführt werden und dieses nachträglich durch Hinzufügen entsprechender Zwängungen statisch unbestimmt gestaltet wird. Statische Bestimmtheit kann durch Einschalten von Gelenken oder Fugen oder einer Verbindung beider erreicht werden. Nachstehend wird über den Sonderfall geschlossener Fugen bei Umwandlung einfacher Balken in durchlaufende auf Grund ausgeführter Versuche berichtet.

Volle Wirkung der Verbindungen eines aus einfachen Spanngliedern zusammengesetzten Durchlaufbalkens ist nur dann gewährleistet, wenn keine vorzeitigen Risse auftreten, die Stützenschwächung in den Spanngliedern wirksam verankert ist und die Spannungen bei Übertragung der Vorspannkraft in den unteren Querschnittfasern des Stützenbereiches niedrig sind.

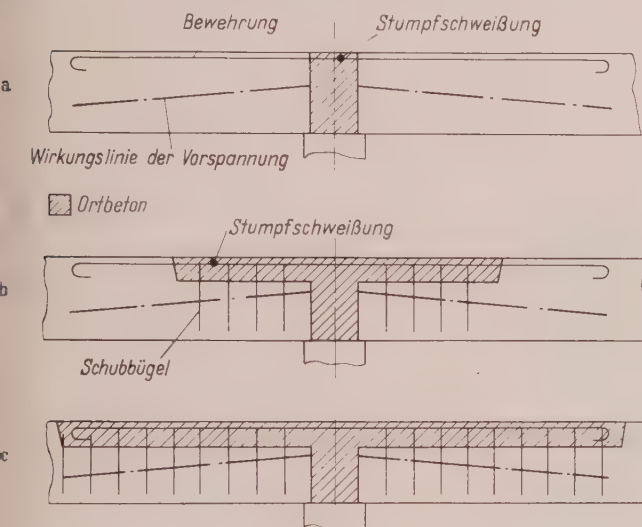


Abb. 1. Vorschläge für Stahlbetonverbindungen.

Abb. 1 zeigt 3 verschiedene Ausbildungen von Stahlbetonverbindungen zwischen einfachen Balken (Spanngliedern). In a werden die für Durchlaufwirkung bestimmten oberen Bewehrungsstäbe verschweißt und der Zwischenraum durch Ortbeton geschlossen. Die in den Spanngliedern einbetonierten Abstücke sichern die erforderliche Verankerung. Bei dem Vorschlag b ist die Schweißstelle durch Anordnung einer Aussparung in den Bereich verminderter Gebrauchsspannungen verlegt und durch Bügel das Zusammenwirken gewährleistet. Lösung c weist eine verlängerte Aussparung auf, so daß die obere Durchlaufbewehrung völlig in Ortbeton eingebettet und auf ganze Länge durch Bügel verankert ist. Durch Schwächung der Balkenquerschnitte an der Stütze infolge der Aussparung können unter Umständen bei Ausführung der Vorschläge b und c hohe Endflächenspannungen entstehen.

Bei der baulichen Durchbildung des zusammengesetzten Balkens ist zu beachten, daß die Beanspruchung der Querschnitte im Stützenbereich größer ist als jener im Felde. Es ergeben sich auch einige Schwierigkeiten infolge der Verschiedenartigkeit von Spann- und Stahlbeton hinsichtlich Ausnutzung der Baustoffe und Aufnahme der Biegemomente. Ferner sind die möglichen Lastfälle und die Endflächenspannungen zu berücksichtigen. Das Verhalten der Stahlbetonverbindung von 21,6 bis 26,0 cm Länge nach Form a wurde an 5 Zweifeldbalken mit C_5 von 3,175 m Stützweite untersucht. Die Lasteintragung erfolgte in den Feldmitten. 4 Balken (C_1 — C_4) hatten Rechteckquerschnitt von 12,7/22,9 cm, der 5. Balken (C_5) T-Querschnitt von 17,1/22,9 cm mit 5,1 cm Steg- und Gurtstärke. Die Spannglieder der Balken C_1 — C_5 bestanden aus je 4 hochwertigen Stahlstäben ϕ 7 mm; in die Balken C_4 und C_5 waren zusätzlich 2 ϕ 13 mm bzw. 1 ϕ 6 mm Betonstahlstäbe vorhanden. Die obere Stützenbewehrung betrug im Balken C_1 : 2 ϕ 19 mm, im Balken C_2 : 4 ϕ 13 mm und in den Balken C_3 — C_5 je 2 ϕ 13 mm. Insgesamt wurden 4 verschiedene Stahlsorten verwendet.

Für sämtliche Probekörper betrug das Mischverhältnis nach Gewichtsteilen 1 : 2 : 5,8, wobei frühhochfester Portlandzement und Kiessand bis 9,5 mm Korn verwendet wurden. Die beiden Spannglieder wurden vor ihrer Verbindung zu dem Zweifeld-

balken zunächst beschränkt und schließlich voll vorgespannt, wobei die erforderliche Betonfestigkeit durch Prüfung gleichzeitig angefertigter Probewürfel nachgewiesen wurde.

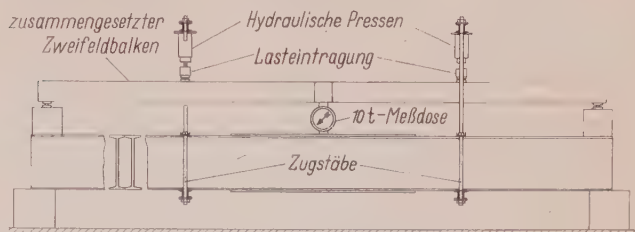


Abb. 2. Versuchseinrichtung.

Die Versuchseinrichtung ist aus Abb. 2 ersichtlich. Die Belastung erfolgte in Stufen von $\frac{1}{2}t$ bis zum Bruch. Durchbiegungs- und Dehnungsmessungen wurden in den Feldmitten und an der Mittelstütze vorgenommen.

Als Vorversuch wurden an einem gleichartig ausgebildeten einfachen Balken von 2,63 m Stützweite Durchbiegungen und Dehnungen gemessen, die zur Beurteilung der Ergebnisse der Hauptversuche herangezogen wurden.

Das Verhalten der Versuchsbalken war ziemlich einheitlich. Die ersten Risse an den Verbindungsstellen traten etwa bei $\frac{1}{10}$ der Bruchlast auf. Unter steigender Last entwickelten sich die Risse zu üblichen Biegerissen. Nach Bildung plastischer Gelenke in den drei kritischen Querschnitten trat in den Feldmitten Druckbruch ein. Die Spannkanele zeigten bei Nachprüfung volle Vermörtelung.

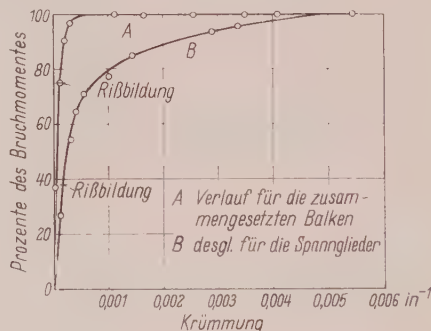


Abb. 3. Momenten-Krümmungskurve aus Versuchsergebnissen.

Die Versuche ergaben, daß im elastischen Bereich die ersten Risse mit einer Abweichung von nur 1—2 v. H., gemessen an den entsprechenden Stützenmomenten, auftraten, während im plastischen Bereich der Stahlbetonverbindung genaue Übereinstimmung mit dem ideal-plastischen Fall festgestellt werden konnte. Für die vorgespannten Balken trifft dies jedoch nicht zu. Abb. 3 zeigt die auf Grund der Versuchsergebnisse ermittelten verschiedenartigen Formen der Momenten-Krümmungskurve für die Stahlbetonverbindungen und Spannglieder, die für letztere von dem Verlauf dieser Kurve für einen ideal-plastischen Werkstoff abweicht (Abb. 4). Die gemessenen Feldmomente

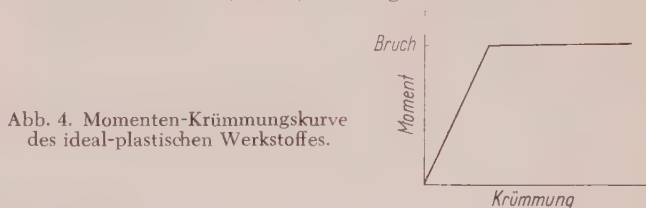


Abb. 4. Momenten-Krümmungskurve des ideal-plastischen Werkstoffes.

betragen etwa 70 v. H. der Bruchmomente, die im Bereich der ersten Fließgelenke über der Mittelstütze den vollen Wert erreichten. Die aus den Versuchen ermittelten Werte für den Volligkeitsgrad α , die Betonbruchstauchung ϵ_{bb} und den mittleren Abstand $y_{bz} = 0,42 d$ der Vorspannkraft von der Querschnittsmittellebene sind gegenüber gleichen Werten anderer Versuchsreihen nur unwesentlich kleiner.

Auf Grund dieser Versuche können Spannbetonglieder über Stützen durch Stahlbeton zuverlässig verbunden werden, wenn die Durchlaufbewehrung in erstere eingebettet ist. Bei allen Versuchsbalken wurde volle Momentenverteilung und damit die größte Bruchlast erreicht. — [Nach J. S. Reeves u. P. B. Morice: Reinforced concrete joints between prestressed concrete members. Mag. Concr. Res. 13 (1961), H. 37, S. 13—20.]

F. l'Allemand.

Buchbesprechungen

DK 624.075.4 (083.5 : 023)

Klöppel, K., u. J. Scheer: Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten. VIII u. 160 S., 22 × 31 cm, mit 45 Abb., 20 Tafeln u. 103 Beulwerttafeln. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn 1960. Brosch. 44,— DM, geb. 48,— DM.

Der Behandlung des Beulproblems liegt in Deutschland bekanntlich die Konzeption der Verzweigung des Gleichgewichts zugrunde. Danach werden die in der Norm DIN 4114 (Knickung-Kippung-Beulung) geforderten Stabilitätsnachweise unter den idealisierten Voraussetzungen planmäßiger Krafteintragung in der Plattenebene und einer hinreichend kleinen Deformation beim Ausweichvorgang abgeleitet. Bei Verzicht auf die überkritische Tragreserve bietet dieser Weg den wesentlichen Vorteil einer relativ einfachen und zuverlässigen rechnerischen Ermittlung kritischer Lastintensitäten bei verschiedenen Randbedingungen und kombinierten Belastungen. Die Anwendung des energetischen Minimalprinzips für die Existenz indifferenten Gleichgewichtszustände ermöglicht nun, bei Einführung geeigneter Näherungsansätze für die Beulflächen, lineare Bedingungen herzuleiten, welche die kritischen Parameter in algebraischer Form enthalten.

Beide Verfasser haben in einer früheren Arbeit eine systematische Entwicklung der Koeffizienten solcher Beulgleichungen in größerer Allgemeinheit dargelegt, wobei die Anteile der Formänderungsarbeit und des äußeren Potentials auf die Platten- und Steifenanteile sowie die Belastungskomponenten aufgespalten werden.

Das vorliegende Buch enthält nun die mit elektronischen Rechengeräten ausgewerteten Beulbedingungen zahlreicher Lastfälle bei Rechteckplatten, wobei die Abhängigkeit des Beulwertes k von den geometrischen Plattenabmessungen graphisch dargestellt ist. Die sehr umfangreichen Berechnungen wurden auf den Digitalrechnern JBM 650 und JBM 704 durchgeführt.

Nach einer allgemeinen Darlegung der Lösung des Beulproblems nach der energetischen Methode werden die Formeln zum Aufstellen der verallgemeinerten Beulmatrix hergeleitet und Kriterien der Konvergenz erörtert. Die Programmierung ist recht ausführlich erklärt und die Flußdiagramme sind für Ziffernrechner mitgeteilt.

Bei sorgfältiger Differenzierung der Parameter bieten 103 Beulwerttafeln dem praktisch tätigen Statiker eine sehr wirksame Unterstützung. Da wohl die überwiegende Mehrzahl aller in der Stahlbaupraxis auftretenden Fälle behandelt wurden, ist dieses Buch von außerordentlichem Wert und man darf den Verfassern für die umfangreiche Arbeit, die besonders auch in organisatorischer Hinsicht zu leisten war, Dank sagen.

G. Bürgermeister, Dresden.

DK 624.94 : 624.2/.8 : 624.014.7 : 061.3 (430-2.73) „1959“

Stahlbautagung der Technischen Hochschule Dresden 1959. Schlußbericht. 324 S., 21 × 29,7 cm, mit zahlr. Abb. Berlin: VEB-Verlag für Bauwesen 1960. Geb. 28,— DM.

In dem vorliegenden Schlußbericht sind alle Referate zusammengefaßt, die zur Stahlbautagung 1959 der Techn. Hochschule Dresden eingereicht wurden; sie sind mit den zugehörigen Diskussionsbeiträgen abgedruckt.

In den Berichten werden aktuelle Fragen des Stahlbauwesens, des Stahlbrückenbaues, des Stahlbaues in der Fördertechnik und des Leichtmetallbaues behandelt.

Das Buch ist besonders interessant, weil seine Beiträge von Verfassern Westdeutschlands, der Zone, Österreichs, der Ostblockstaaten, Rußlands und Chinas stammen und damit die angeschnittenen Fragen weitgehend in internationaler Sicht dargestellt sind. Es zeigt sich, daß in dem Bestreben, die Kosten der Stahlbauten zu senken, nahezu in sämtlichen Ländern dieselben Fragen zur Verbesserung der Wirtschaftlichkeit diskutiert und mit örtlich nur kleinen Verschiedenheiten weiterentwickelt werden.

So hat sich z. B. im Brückenbau die in Westdeutschland entwickelte orthotrope Platte der Stahlfahrbahn auch in der Zone durchgesetzt und sie begegnet in den Ostblockstaaten ebenfalls regem Interesse. Die Frage der Weiterentwicklung der Verbindungsmittel (Schweißen, HV-Schrauben und Kleben) werden nach den Berichten überall mit dem gleichen Interesse verfolgt.

Im Stahlbau sieht man durchweg das Bestreben zur systematischen Förderung des Stahlleichtbaues; dabei fällt besonders die in der Ostzone herrschende Tendenz auf, gut durchdachte Typenentwürfe zu schaffen, die Fertigung in jedem Werk auf wenige Typen zu beschränken, um so von der bisher individuellen Fertigung im Stahlbau auf Serienfertigung übergehen zu können. Als Erfolg dieser Maßnahmen wird eine beachtliche Senkung der Fertigungskosten erwartet. In den sehr bemerkenswerten Referaten über Türme und Maste zeigt ein russischer Beitrag, wie weit gerade in Rußland die Typisierung der Stahlbaukonstruktion vorangetrieben wurde.

Die Stahlbaukonstruktionen der Fördertechnik werden in mehreren Ausführungsbeispielen der Zone behandelt.

Das Studium des Schlußberichtes, dessen Beiträge mit guten Zeichnungen und Lichtbildern ausgestattet sind, kann allen Fachkollegen wärmstens empfohlen werden. W. Pelikan, Stuttgart.

DK 624.073.74.012.45 : 69.025.224 (023)

Kleinlogel, H.: Stahlbeton-Rippendecken. Einfeld-Rippendecken sowie durchlaufende und kreuzweise bewehrte Rippendecken. 5 Zahlenbeispiele von A. Kleinlogel f. IV u. 52 S., 17 × 24 cm, mit 29 Abbildungen. Berlin: W. Ernst & Sohn 1960. Brosch. 14,— DM.

Das Heft behandelt in der Form von Zahlenbeispielen die Anwendungsmöglichkeiten der einachsigen und der kreuzweise gespannten

Stahlbeton-Rippendecken mit Füllkörpern und ohne diese. 1. Zahlenrechnung ist sehr ausführlich und leicht verständlich gehalten und durch zahlreiche Hinweise auf die Fachliteratur, auf Tabellenwerke und auf die in Betracht kommenden DIN-Vorschriften erläutert.

Eingehend wird die Ausbildung der Massivstreifen von Rippdecken im Bereich der negativen Momente und unter Einzellast erörtert.

In Ziffer 3 des Zahlenbeispiels 1 wurde der Berechnung der Durchbiegung das Trägheitsmoment des vollen Betonquerschnitts (entsprechend dem Zustand I mit nicht gerissener Zugzone) zugrunde gelegt. Diese Annahme trifft in Wirklichkeit, insbesondere bei den hohen zulässigen Stahlspannungen, nicht zu und liefert richtige Ergebnisse.

Bei der Untersuchung des Zusammenhanges der Rippendecken mit den rechtwinklig zur Deckenspannung auskragenden Balkenplatten (Beispiel 3) wäre eine genauere Klärung der Lastabtragung wünschenswert. Die in bezug auf die Einbindelänge der Verankerungsbalken getroffenen Annahmen erscheinen ziemlich willkürlich.

Mit Rücksicht auf die leicht faßliche Darstellung wird das Heft Studierenden der Hoch- und Fachschulen und jungen Ingenieuren von Nutzen sein.

G. Knittel, Hannover

DK 666.973.015.462 : 666.98 : 624.012.4 (082.1 : 023)

Schäffler, H.: Gas- und Schaumbeton. Deutscher Ausschluß für Stahlbeton, Heft 136: Verankerung der Bewehrung und Kriechen von bewehrten Platten. VI, 58 S., DIN A 4, mit 43 Abb. u. 27 Tafeln. Berlin: W. Ernst & Sohn 1960. Brosch. 21,— DM.

Den Heften 121 und 131 hat der Deutsche Ausschluß für Stahlbeton ein neues zum Thema Gas- und Schaumbeton hinzugefügt.

Im Heft 136 berichtet H. Schäffler, Stuttgart, zunächst über Versuchserfahrungen mit der Verankerung von Bewehrungen in Gas- bzw. Schaumbeton. Dieses Problem ist für den Konstrukteur von eminenter Bedeutung, denn die niedrige Festigkeit derartiger Leichtbetone sowie die geringe Haftung zwischen Beton und Stahl verlangen hinsichtlich der Brauchbarkeit solcher Baukonstruktionen (man denke dabei nur an die Durchbiegungen, das „Schub“-verhalten, den Rißzustand und schließlich auch den Bruchzustand) Versuchserfahrungen. Dabei spielt der Rostschutz eine wesentliche Rolle, in engem Zusammenhang mit der Betondeckung gesehen werden muß. Wie Kuuskoski schon beim Stahlbeton sehr ausführlich nachgewiesen hat, lassen sich viele grundsätzliche Erkenntnisse durch einfache Ausziehversuche feststellen, die aber zweckmäßigerweise durch Biegeversuche zu überprüfen sind. Die von Schäffler im Otten-Graf-Institut, Stuttgart, durchgeführten Versuche lassen folgende Erfahrungen zusammenfassen:

a) Bewehrungen im dampfgehärteten Gas- und Schaumbeton müssen in jedem Fall gegen Rost geschützt werden.

b) Die Größe des Gleitwiderstandes wird von der Art der Schutzschicht der Bewehrung und der Gasbetonfestigkeit beeinflusst. 20 cm Mörtelschutz ergab Gleitwiderstände zwischen 9 und 20 kg/cm² bituminöse Ummantelung dagegen nur Werte zwischen 6 und 12 kg/cm², wobei das Gleiten viel früher einsetzte, auch größer wurde und sich der Gleitwiderstand bei Dauerlast um etwa 20 % verminderte.

c) Durchmesser und Einbettungslänge der Bewehrung haben sich nicht so ausgewirkt wie bei gleichen Schwerbetonversuchen.

d) Es scheint so zu sein, daß auch bei Gas- und Schaumbeton der Gleitwiderstand erheblich zur Verankerung beiträgt, wobei natürlich wie auch die Versuche zeigen, die Bruchlast durch Anordnung von Rundhaken vergrößert wird (bei ϕ 10 mm und 25 mm Lichtkrümmungsdurchmesser z. B. um 30 %).

e) Ausgiebige Versuchsüberlegungen wurden zur Verankerung mit Querstäben durchgeführt. Auffällig ist dabei das günstige Zusammenwirken von Gleitwiderstand der Längsstäbe und Leibungswiderstand der Querstäbe bei Verwendung bituminöser Rostschutzmittel, wobei wenige und dünne Querstäbe bzw. geringe Gasbetonfestigkeit wesentlich günstiger sind als mehrere und dickere Querstäbe bzw. größere Gasbetonfestigkeit.

f) Bei Verankerung mit Querstäben haben Ausziehversuche und Plattenbiegeversuche ergeben, daß die Höchstlast meist deutlich herabgesetzt wird, wenn die Betondeckung der Längsstäbe kleiner als 10 mm ausfällt. Bei größerer Betondeckung (bis 15 mm) nahm bei den Ausziehversuchen die Höchstlast nur wenig zu.

g) Die Verschiebungen zwischen Gasbeton und Längsstab wurden mit Vergrößerung der Anzahl der Querstäbe deutlich vermindert, wobei der Einfluß der Art der Rostschutzmasse, der bei keinem von einem Querstab noch beachtlich groß ist, bei 3 Querstäben bereits verschwand.

h) Schließlich werden noch Ergebnisse mitgeteilt, die mit den Enden der Tragbewehrung angeschweißten Blechen und Winkel erzielt wurden. Bei großen Querkraften läßt sich so ein Verankerungsbruch weitgehend ausschalten, wodurch die Bruchlast deutlich erhöht werden konnte.

In einem anschließenden Teil des Heftes 136 berichtet H. Schäffler von Versuchen, die Aufschlüsse über die Einflüsse der plastischen Verformungen infolge Kriechen und Schwinden bei bewehrten Platten aus dampfgehärtetem Gas- und Schaumbeton geben sollen. Da infolge seines porigen Gefüges sehr plastische Gas- oder Schaumbeton ließ immer wieder praktisch und theoretisch die Frage aufkommen, wie sich auf Biegung beanspruchte und vor allen Dingen mehr oder weniger bewehrte Bauteile unter Dauerlast verhalten



NOE

Universal-

Stahlschalung

NOE
Schaltechnik



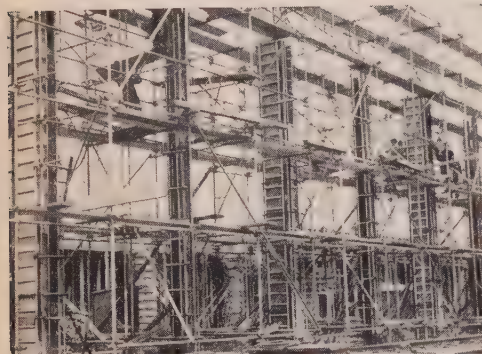
Großflächige Wandschalung



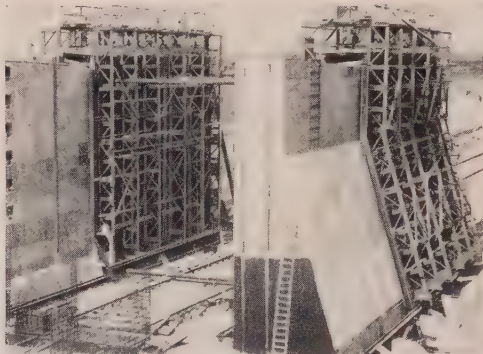
Kellerwandschalung



Kletterschalung



Stützenschalung



Schleusenschalung



Deckenschalung

NOE-Universal-Stahlschalung

**Universelles Schalsystem - kurze Schalzeiten
Lange Lebensdauer - geringer Verschleiß**

Das ausgereifte System der NOE-Universal-Stahlschalung hat sich in kurzer Zeit durchgesetzt.

Seine Vorzüge liegen auf der Hand:

- wenige, genormte Teile
- durchdachtes Rastermaß
- universelle Einsatzmöglichkeit
- überaus wirtschaftlich

Mit der NOE-Universal-Stahlschalung können Wände des Wohnungs-, Industrie- und Ingenieurbaus, Stützen, Decken und andere Bauteile geschalt werden. Sie ist auf der Baustelle immer im Einsatz und macht sich daher schnell bezahlt.

Kein Holzverschnitt

Die NOE-Universal-Stahlschalung ist ein bleiben-der Gewinn und eine einmalige Investierung für den klug rechnenden Unternehmer - nicht ein Verbrauchsmaterial. Allein durch die Einsparung an Holzverschnitt macht sich die Stahlschalung bald bezahlt.

Kurze Schalzeiten

Arbeitswissenschaftliche Untersuchungen und tausendfache Erfahrung beweisen: die Schalzeiten können bis auf die Hälfte der üblichen Werte verkürzt werden. Die einfache Verbindung mit Bolzen und Keil und das ausgereifte System erlauben ein Arbeitstempo, das mit der Leistung moderner Betonieranlagen Schritt hält und damit die volle Ausnützung dieser Anlagen erst ermöglicht.

Unter sachkundiger Anleitung können angelernte Arbeiter Schalzeiten erreichen, die dem Unternehmer die notwendigen Reserven für seine Konkurrenzfähigkeit schaffen.

Die planvolle Systematik ermöglicht arbeitstechnisch eine ständige Kontrolle angefallener Kosten und schafft die Grundlage für die innerbetriebliche Kalkulation, die auch bei knappen Baupreisen den Erfolg gewährleistet.

Lange Lebensdauer

Die einmal angeschaffte Stahlschalung steht dem Unternehmer lange Jahre hindurch für Hunderte von Einsätzen zur Verfügung. Er kann damit rechnen, daß er einen großen Teil der vorkommenden Betonarbeiten mit ihr ausführen kann, ohne ständig für jeden Bau neue Schalung heranbringen zu müssen - das ist ein beruhigender Gedanke für magere Jahre.

Unser Kundendienst

Die Erfahrungen von mehr als 10 Jahren in der Anwendung der NOE-Universal-Stahlschalung stehen Ihnen in unserem technischen Büro zur Verfügung. Unsere Ingenieure arbeiten für Sie Schalpläne aus, unterbreiten Vorschläge zur rationalen Taktfertigung und beraten Sie über die modernsten Verfahren des Betonbaues.

Unsere Monteure unterweisen Ihr Personal in der Methodik des Schalverfahrens. Die Erfahrungen vieler Baustellen verhelfen Ihnen zur Lösung schwieriger Probleme der Schaltechnik und den damit zusammenhängenden Fragen der Arbeitsplanung und Arbeitstechnik.

Unser Lieferprogramm

umfaßt außer der NOE-Universal-Stahlschalung:
NOE-Spezial-Stahlschalungen für Sonderzwecke
NOE-Konsolgerüst
NOE-Spannkonus
NOE-Abstandhalter
NOE-Spannketten
Zubehör für Schalung und Rüstung



Liegende Wandschalung

NOE Schaltechnik

Georg Meyer-Keller KG.
Süßen-Württ.
Heidenheimer Straße 67

werden. Um zu praxisnahen und damit umgehend verwertbaren Versuchserfahrungen zu kommen, wurden die Untersuchungen direkt auf Biegung beanspruchte Platten durchgeführt. Er führte zu folgenden Erkenntnissen:

a) Die Formänderungen des Betons waren nach ein- bzw. zweilagiger Belastung noch nicht zum Stillstand gekommen und erreichten auf die elastischen Verformungen insofern G bezogene Kriechzahlen von 0,2 bis 1,2. Die Längenänderungen insofern Schwinden werden dabei abgezogen. Die Zunahme der Formänderungen war von allen Dingen von der Betonzusammensetzung abhängig.

b) Die Zunahme der Formänderungen durch das Kriechen war größer, als auf Grund früherer Versuche angenommen wurde, jedoch Mittel nicht größer als beim Schwerbeton. Die Endkriechzahlen für Gas- und Schaumbeton dürften auch unter ungünstigen Verhältnissen die in DIN 4227, Tabel V, angegebenen Werte für Schwerbeton nicht überschreiten. Die Kriechbehinderung durch in der Druckzone eingelegte Bewehrung scheint ganz wesentlich zu sein.

c) Durch das Kriechen entstehen Spannungsumlagerungen im Querschnitt in der Art, wie wir sie von jedem Verbundquerschnitt mit kriech- bzw. schwindfähigen Querschnittsteilen her kennen. Dabei nehmen die Spannungen vor allen Dingen in der Druckbewehrung zu. Dagegen werden die Spannungen in der Zugbewehrung nur geringfügig erhöht. Die Ursache hierfür dürfte vielleicht doch mehr der Kubbildung und Verkleinerung des inneren Hebelarmes bedingt liegen, denn Eigenspannungen im Stahl insofern Kriechen und Schwinden gleichen sich besonders im gerissenen Zustand weitgehend aus.

d) Daß die Tragfähigkeit durch Kriechen praktisch nicht beeinträchtigt wurde, deckt sich mit allen Ergebnissen ähnlicher Versuche.

e) Wesentlich dürften die Ergebnisse hinsichtlich der beobachteten Vergrößerungen der Durchbiegungen insofern Kriechen sein, die gerade bei Leichtbeton mit der Gebrauchsfähigkeit in engstem Zusammenhang stehen. Bei einigen Platten hat sich dieselbe nach einem Jahr mehr als verdoppelt und ist nach zwei Jahren noch nicht im Stillstand gekommen, was an sich nicht nur für Leichtbeton zutreffen braucht. Der Einfluß von Bewehrungsgehalt und -führung dürfte bei Gasbeton und Schaumbeton aber größer als bei Schwerbeton sein. Dieses Problem sollte durch Beobachtungen an Bauwerken weiter verfolgt werden.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, daß die zu beiden Problemen weitgehend und sorgfältig durchgeführten Versuche für den Konstrukteur und den Hersteller außerordentlich wertvolle Erkenntnisse erbracht haben, die wesentlich dazu beitragen werden, die Bemessung auf realen Grundlagen aufbauen zu können.

H. Rühle, Dresden.

DK 621.039.58 : 612.014.481 : 614.898.5 : 624 (022)

Jaeger, Th.: **Grundzüge der Strahlenschutztechnik für Baugemeine, Verfahrenstechniker, Gesundheitsingenieure, Physiker.** XVI u. 392 S., 16,5 × 25 cm, mit 224 Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1960. Geb. 46,50 DM.

Aus der physikalischen Grundlagenforschung an Atomkernen und Elementarteilchen haben sich in den letzten Jahrzehnten eine Menge chemischer, medizinischer und biologischer Anwendungen ergeben, die unter dem Begriff Kerntechnik zusammengefaßt werden. Forschung und Technik erfordern auf diesem Gebiet teilweise riesige Anlagen, an die durch ionisierende Strahlen neue Anforderungen gestellt werden. Letzten Endes sind es Baumaßnahmen, die bei intensiver Strahlung den eigentlichen Strahlenschutz liefern, oder die eine sichere Ableitung bzw. Aufbewahrung strahlender Partikel oder Abfälle ermöglichen müssen.

Für Ingenieure, die bei kerntechnischen Anlagen mitwirken, ist das Kenntnis der Grundbegriffe der physikalischen Vorgänge sicher sehr wertvoll. Eingehende Kenntnis der jeweiligen Prozesse benötigt gegen denjenigen, der selbständig Strahlenschutzbauten entwerfen und bemessen will.

Dem Autor der „Grundzüge der Strahlenschutztechnik“ gebührt das Verdienst, als einer der ersten deutschen Ingenieure auf die neuen technischen Aufgaben hingewiesen zu haben, nachdem ihre Bearbeitung 1955 zugelassen worden war. In diesem Buche faßt er eine große Anzahl seiner Referate über hauptsächlich ausländische Veröffentlichungen zusammen und rundet das Bild ab. Außer den Grundlagen der Atomphysik, des Strahlennachweises und der Strahlenbiologie werden vor allem die mit der Abschirmung von Strahlen zusammenhängenden Fragen behandelt. Eingehend ist die Konstruktion von Radioisotopenlaboratorien, von Trennanlagen für Kernbrennstoffe und Bestrahlungsanlagen berücksichtigt. Weitere Abchnitte befassen sich mit der Abschirmung von Teilchenbeschleunigern, Beseitigung radioaktiver Abfälle, Reaktorunfällen und besonders mit dem Sicherheitseinschluß von Reaktoren.

Das Buch ist weniger ein Lehr- oder Handbuch, als vielmehr eine gründliche Informationsquelle für den in der Kerntechnik arbeitenden oder daran interessierten Ingenieur, der die vielen Literaturhinweise und konstruktiven Einzelheiten begrüßen wird. Die Fülle des angeschnittenen Stoffes hat natürlich eine sehr kursorische Behandlung der einzelnen Kapitel zur Folge, die manchmal nicht ganz frei von Einseitigkeiten oder Unklarheiten ist.

Die Möglichkeit, schnell an die wesentliche Literatur heranzuführen zu werden und einen guten Überblick über die für den einmal ausgebildeten Ingenieur recht ungewohnten Aufgaben der Technik des Strahlenschutzes zu erhalten machen das Buch zu einer empfehlenswerten Neuerscheinung, die der Springer-Verlag gewohnheitsmaßen bestens ausgestattet hat.

J. Seetzen, Hannover.

DK 69.034.93 : 699.82 : 658.2 (082.1 : 023)

Abdichtung von Ingenieurbauwerken. Schriftenreihe der Bundesfachabteilung Abdichtung gegen Feuchtigkeit im Haupt-

verband der Deutschen Bauindustrie, Bd. 2. 101 S., 17 × 24 cm, mit 109 Abb. Berlin/Wiesbaden: Bauverlag GmbH. 1960. Brosch. 9,80 DM.

Das Heft gibt die Begrüßungsansprache und die vier Vorträge im Wortlaut wieder, die bei einer Veranstaltung der Bundesfachabteilung „Abdichtung gegen Feuchtigkeit“ in München gehalten wurden.

Der erste Fachvortrag: „Feuerquellen bei wasserdruckhaltenden Abdichtungen für Ingenieurbauwerke“ stammt von Hans Stapelreid. Er stützt sich auf DIN 4031, betont den engen Zusammenhang zwischen Abdichtung und Konstruktion des abzudichtenden Bauwerks und wiederholt die altbekannte Forderung, wenn Druckwasser ferngehalten werden muß, das Bauwerk von der Abdichtung her zu konstruieren. Er erläutert die Notwendigkeit, sich Klarheit über die Art des fernzuhaltenden Wassers und über die Bodenverhältnisse zu verschaffen. Anschließend werden verschiedenste Feuerquellen besprochen, so feuerharte Grundungen, Anschlüsse und Fugenanordnungen, Mängel im Beton und beim Betoniervorgang, Temperatureinwirkungen und anderes mehr. Der Beitrag gibt meist nicht genauer an, wie zu verfahren ist, sondern verweist auf die rechtzeitige Heranziehung eines Abdichtungssachmannes. Er kann aber als eine gute Sammlung von Hinweisen gelten, was trotz ausreichender Behandlung in den Vorschriften immer wieder übersehen wird.

Der zweite Beitrag „Druckwasserhaltende Abdichtung mit Bitumen-Jute-Dichtungsbahnen“ von Direktor Geisen, Straßburg, schildert die in Frankreich und auch in der Schweiz bevorzugten Methoden der Abdichtung gegen Druckwasser.

Zunächst werden aus der französischen Norm die Angaben über den Aufbau der Abdichtung wiedergegeben. Daraus ist für uns von besonderem Interesse, daß meist 2 Lagen Jute-Bitumen-Bahnen verwendet werden, oft verstärkt durch eine dritte Lage aus Bitumenpappe, und daß die Höchstzahl der Lagen mit 4 begrenzt ist. Wenn dazu der Vortragende zur Begründung dieser Lagenzahl feststeuert, daß Sparen hier nicht in Frage komme und einzig und allein die Sicherheit entscheidend sei (weshalb man die früher angewendete Abdichtung mit nur einer einzigen Lage verlassen habe), dann besagt das, daß man anderwärts zur Gewährleistung voller Sicherheit nicht die in der Neuausgabe der DIN 4031 für größere Wassertiefen oder Einpreßdrücke getorderten 5 oder 6 Lagen nötig hat und daß bei uns nicht Sicherheit, sondern Verschwendung gefordert wird.

Der Bericht behandelt dann die Verlegetechnik und die Grundregeln für die Anordnung wasserdruckhaltender Abdichtungen, soweit diese in Frankreich als maßgeblich betrachtet werden.

Anschließend werden an Hand reichlicher Abbildungen interessante praktische Ausführungen und auch Abdichtungseinzelheiten besprochen.

Die letzten beiden Beiträge behandeln nicht mehr Abdichtungen als Maßnahmen zum Schutz von Bauwerken gegen Wassereintritt, sondern berichten über die Abdichtung von Wasserspeichern und -behältern gegen Wasserverluste.

Im dritten Bericht schildert Dipl.-Ing. Hautum, Regensburg, die als Pionierleistung anzusprechende Abdichtung des Hochspeichers Rabenleite, eines auf einer Bergkuppe durch Dammschüttung angelegten Pumpspeicherbeckens mit rd. 115 000 m² Wasserfläche und einer täglich zwischen 16 m und 0 m wechselnden Wassertiefe. Dabei handelt es sich bei den wasserbespülten Dammböschungen um die Lösung der Fugendichtung einer im übrigen herkömmlichen Betonplattenabdeckung, bei der Sohle aber um die erstmals bei großen Flächen angewandte Belegung mit einer bituminösen Haut. Aufbau und Ausführung dieser Haut werden besprochen und in Bildern gezeigt, grundlegende Überlegungen und gemachte Erfahrungen mitgeteilt.

Besonders umfangreich ist der letzte Beitrag von Dr.-Ing. Haefner, Frankfurt/Main, über „Moderne Abdichtungen von Speicher-, Trinkwasser-, Absetz- und Schwimmbecken“. Die darin an Hand zahlreicher Bilder besprochenen ausgeführten Beispiele sind gegliedert nach der Lage der Abdichtungshaut:

1. zwischen zwei festen, biegeungssteifen Baukörpern,
2. vom Beckeninhalte berührt auf einem festen, biegeungssteifen Baukörper,
3. vom Beckeninhalte berührt auf verformbarem Untergrund.

Am ausführlichsten wird über die Ausführungen der dritten Gruppe berichtet, darunter nochmals über den Hochspeicher Rabenleite und über die Asphaltbetondecke und deren Abschlußabdichtung beim Hochspeicher Geesthardt.

Das Heft vermittelt den mit Abdichtungsfragen Befassten viele Anregungen und reiche Erfahrungen. Aurnhammer, München.

DK 620.171.5 (075 : 022)

Wolf, H.: Spannungsoptik. Ein Lehr- und Nachschlagebuch für Forschung, Technik und Unterricht. XX und 582 S., 15,2 × 23 cm, mit 311 zum Teil farbigen Abb. Berlin/Göttingen/Heidelberg: Springer 1961. Geb. 66,— DM.

Der Verfasser hat den Inhalt des Buches aus der Literatur mit großem Fleiß zusammengestellt. Er bemühte sich, eine möglichst vollständige und ins einzelne gehende Darstellung zu geben, die sowohl dem Anfänger ohne Vorkenntnisse die Möglichkeit bieten sollte, sich an Hand des Buches in dieses Gebiet einzuarbeiten, als auch dem Fachmann detaillierte Hinweise für entsprechende Arbeiten zu geben. Dies dürfte dem Verfasser zum größten Teil gegliedert sein. Allerdings — und das kann bei einem so umfangreichen Werk kaum ausbleiben — vermißt man hier und dort wesentliche Einzelheiten (wie z. B. bei den Auswertverfahren), während andererseits an manchen Punkten die Angaben über am Rande liegende Dinge, wie spezielle photographische Verfahren u. ä.

sehr viel Raum einnehmen, oder z. B. die Daten über heute erhältliche Modellwerkstoffe einer zu raschen zeitlichen Veränderung unterworfen sein dürften.

Die Ausdrucksweise ist nicht immer konsequent, z. B. wird statt des Ausdrucks „Randspannung“ der Ausdruck „Grenzspannung“ benutzt, was zu Unklarheiten führen kann, ebenso statt „Druck“ der Ausdruck „Kompression“. Auch Sätze wie der folgende: „Manche Theoretiker bezeichnen eine Platte, bei der die äußeren Kräfte parallel zur Platenebene angreifen, als Scheibe“ beeinträchtigen hier und dort die Klarheit. In einigen Fällen vermißt man den Hinweis auf die Quelle der dargestellten Gesichtspunkte.

Ein besonderes Verdienst hat sich der Veriasser durch die Zusammenstellung eines sehr umfangreichen Literaturverzeichnisses erworben, allerdings enthält es einige Ungenauigkeiten.

Aber abgesehen von den erwähnten kleinen Mängeln kann das Buch als ein wertvoller Beitrag zur die Unterrichtung weiter Kreise über das wichtige Gebiet der Spannungsoptik gelten.

A. Kuske, Stuttgart.

DK 624.131.31 : 550.837 (023)

Fritsch, V.: Geoelektrische Baugrunduntersuchung. 208 S., 14,8 × 21,6 cm, mit 184 Abb. Berlin: VEB-Verlag für Bauwesen 1960. Geb. 35,60 DM.

Die vorwiegend in Österreich seit zwei Jahrzehnten entwickelte Sondiertechnik, mit Hilfe elektrischer Felder die Struktur des Untergrundes zu ertorschen, steht heute gleichwertig neben den anderen geophysikalischen Erkundungsverfahren. Da es bisher an einer übersichtlichen und zusammenfassenden Darstellung der Methode fehlte, ist es sehr zu begrüßen, daß ein Fachmann wie V. Fritsch sie in einem kleinen handlichen Bande vorlegt. Nach der Beschreibung der verschiedenen geometrischen Anordnungsmöglichkeiten bei der Messung des elektrischen Widerstandes von räumlich leitenden Körpern an der Oberfläche und in Bohrlöchern werden die Beziehungen zwischen einigen Haupteigenschaften der Böden und ihrer elektrischen Leitfähigkeit angegeben. Die Verwendung der in der Bodenmechanik international eingeführten Begriffe ist dabei für die Zukunft vorzuschlagen. Durch eine Reihe typischer Meßbeispiele wird im Anschluß an die grundsätzlichen Erläuterungen die Anwendbarkeit der geoelektrischen Methode bei der Gründung von Stauanlagen, Dämmen, Gebäuden und Verkehrsanlagen gezeigt, wobei die Erfahrungen des Verfassers zugrunde gelegt sind. Weitere Kapitel behandeln die Kontrolle von Injektionen im Boden und Gestein, die elektrochemische Bodenverbesserung und Elektromose — ein Abschnitt, den man sich etwas kritischer gewünscht hätte —, die Untersuchung des Grundwassers und die Betonkontrolle auf elektrischem Wege.

Mitsamt seinem ausführlichen Literaturverzeichnis ist das Buch für jeden, der sich über dieses Sondergebiet informieren will, zu einem wertvollen Nachschlagewerk geworden.

H. U. Smolczyk, Berlin.

Verschiedenes

Prof. Dr.-Ing. Eugen Doeinck 75 Jahre alt

Am 15. 12. 1961 vollendete E. Doeinck sein 75. Lebensjahr. Bis zu seiner Emeritierung im Jahre 1955 war er Inhaber des Lehrstuhls für Baumechanik der Technischen Hochschule Hannover, den er vertretungsweise noch weitere drei Jahre bis zur Neubesetzung durch Herrn Prof. Dr. H. Kauderer leitete. Als dieser im Jahre 1960 plötzlich verstarb, war E. Doeinck sofort bereit, wiederum die Vertretung des Lehrstuhls zu übernehmen, wofür ihm Kollegen und Studenten höchste Anerkennung und Dank entgegenbringen. Noch im laufenden Wintersemester hat E. Doeinck mit gewohnter Energie die Vorlesungen und Übungen des Lehrstuhls begonnen. Dem Geburtstagskind seien von Herzen noch viele Jahre ungebrochener Schaffenskraft gewünscht.

Lebenslauf und eine Würdigung der wissenschaftlichen Leistungen von E. Doeinck finden sich bereits in dieser Zeitschrift¹ anlässlich der Vollendung seines 70. Geburtstages.

A. Pflüger, Hannover.

Bericht über die Forschungstagung 1960 „Scherfestigkeit bindiger Böden“

Den Teilnehmern an dieser Tagung, veranstaltet durch die American Society of Civil Engineers im Juni 1960, wurde jetzt der Berichtsband zugesandt. Auf der Tagung wurden folgende Hauptfragen behandelt:

1. Hypothesen und Ansätze über die Scherfestigkeit und Bruchbedingungen.
2. Versuchseinrichtung, Versuchstechnik und Versuchsfehler.
3. Zusammenfassungen und kritische Durchsicht von Forschungsergebnissen, die bereits früher veröffentlicht worden sind.
4. Ergebnisse neuerer Forschungen.

¹ Bauingenieur 31 (1956), S. 467.

DK 625.712.12 : 625.711.3 (73) (079.3 : 023)

Stadtautobahnen, Erfahrungen deutscher Fachleute in U.S.A. herausgegeben vom Rationalisierungs-Kuratorium der deutschen Wirtschaft (RKW). 140 S., 15,5 × 21,6 cm, mit 98 Abb. Wiesbaden/Berlin: Bauverlag GmbH. Brosch. 18, — DM.

Die Arbeit behandelt die Ergebnisse einer Reise von Fachleuten aus der Berliner Verwaltung und Bauwirtschaft nach den U.S.A., die zum Zwecke des Studiums von Planung, Bau und Betrieb von städtischen Autobahnen im Jahre 1957 unternommen wurde. Dabei werden besonders Beispiele von anbau- und kreuzungsfreien Straßen aus Boston, Detroit und Los Angeles behandelt. Detroit und Los Angeles sind die beiden Großstädte, in denen heute der öffentliche Nahverkehr am stärksten durch den Privatkraftwagen zurückgedrängt worden ist. Boston, das nun auch bereits annähernd 10 Jahre über eine durchgehende innerstädtische Autobahn verfügt, ist vielleicht von den amerikanischen Großstädten noch die Stadt, die am ehesten mit europäischen Stadtbereichen verglichen werden kann. Zweifellos kann die Methodik der Planung und des Entwurfes dieser amerikanischen Stadtautobahnen viele Anregungen vermitteln. Andererseits zeigen gerade die genannten amerikanischen Beispiele von Detroit und Los Angeles in jüngster Zeit in immer stärkerem Maße, daß Autobahnen im städtischen Bereich nicht allein in der Lage sind, z. B. den Berufsverkehr ausreichend zu bedienen. Auch im Zeitalter des individuellen Kraftverkehrs kommt dem öffentlichen Nahverkehr noch eine besondere Bedeutung zu. Das ist aus der Grund, warum neuerdings in den U.S.A. bei den großen Verkehrsplanungen in Stadtgebieten der öffentliche Nahverkehr und der Individualverkehr stets im Zusammenhang betrachtet werden. Hierfür sind in der letzten Zeit bemerkenswerte Planungsmethoden der Neuen Welt entwickelt, die davon ausgehen, den gegenwärtigen und anschließend den zukünftigen Verkehr aus der Flächennutzung zu ermitteln und diese so bestimmten Verkehrsströme auf die geplanten Verkehrsnetze nach Gesetzmäßigkeiten zu verteilen, die sich z. B. aus Zeit- und Wegvorsprung für die einzelnen Fahrten ergeben. Bei aller Achtung vor der amerikanischen Planungsmethodik sollten wir uns aber davor hüten, dem Verkehr die Möglichkeit zu geben, sich so frei und ohne Bindungen zu entwickeln, wie dies in den Stadtgebieten der Neuen Welt zum großen Teil geschieht. Als typisches Beispiel sei die Umgehungsstraße Nr. 128 in Boston zitiert, die auch in der vorliegenden Arbeit behandelt wird. Diese Straße ist mit erheblichen Aufwendungen vor nunmehr ungefähr 10 Jahren gebaut worden, um die Agglomeration Groß-Boston zu umfahren. Wegen der durch diesen Straßenzug geschaffenen günstigen Verkehrsverhältnisse aber ist in den letzten Jahren ein so starker Anbau im engeren und weiteren Bereich dieser Straßenverbindung erfolgt, daß heute in vielen Abschnitten dieses Verkehrsweges das dringende Bedürfnis einer neuen Umgehung besteht.

B. Wehner, Berlin.

5. Feldbeobachtungen und Eigenschaften besonderer bindiger Böden.

6. Anwendung der Scherbeiwerte auf praktische Fragen. Der Berichtsband umfaßt 1164 Seiten und enthält neben einem kurzen illustrierten Bericht über die Organisation und die Durchführung der Tagung, 27 Beiträge, 30 Diskussionsbeiträge und 5 Berichte von den Leitern der Diskussionsitzungen. Der Band ist zu beziehen bei: Executive Secretary, American Society of Civil Engineers, United Engineering Building, 345 East 47th Street, New York 17, New York. Bestell-Nr. 1961—18. Preis 10,— \$.

Hydraulik-Tagung Paris 1962

Diese Tagung findet als 50-Jahrfeier der Société Hydraulique de France vom 4. bis 6. Juni 1962 in Paris statt. Die Themen werden behandelt: Stand und Entwicklungstendenzen der Hydraulik, Die Oberflächenspannungen der Hydraulik.

Für den 7. und 8. Juni sind Studienreisen vorgesehen. Anfragen sind zu richten an: Société Hydraulique de France, 199, rue de Grenelle, Paris (7°).

Stahlbau-Tagung 1962

Diese Tagung findet vom 6. bis 8. Juni 1962 in Kassel statt.

Grundbau-Tagung 1962

Diese findet vom 18. bis 20. Juni 1962 in Essen statt. Am 18. und 19. 6. finden Vorträge, am 20. 6. Baustellenbesichtigungen statt.

VI. Weltkraftkonferenz 1962 in Melbourne

Diese Konferenz wird in der Universität von Melbourne vom 20. bis zum 27. Oktober 1962 stattfinden. Im Anschluß an die Konferenz finden verschiedene Studienfahrten statt. Anfragen sind zu richten an: „Deutsches Nationales Komitee der Weltkraftkonferenz“ Düsseldorf, Prinz-Georg-Straße 77/79.

Einbanddecken für „Bauingenieur“ 1961

Den Beziehern des „Bauingenieur“ stehen wieder Einbanddecken für den Jahrgang 1961 zur Verfügung. Preis der Decke DM 3,—. Bestellungen sind zu richten an Ihre Buchhandlung oder an den Springer-Verlag, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen. Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr. techn. h. c. Dr.-Ing. K. Sattler

Techn. Universität Berlin, Lehrstuhl für Stahlbau

(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 35

Professor Dr.-Ing A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur“, Springer-Verlag,

Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts eines Beitrages für die Zeitschrift „Der Bauingenieur“ erwirbt der Springer-Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder, einschließlich des Rechts der photomechanischen Wiedergabe oder einer sonstigen Vervielfältigung. — Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen nicht vorher an anderer Stelle veröffentlicht worden sein und auch später nicht anderweitig, weder im Inland noch im Ausland, veröffentlicht werden. Ausnahmen von dieser Regel bedürfen einer entsprechenden Vereinbarung zwischen Autor, Herausgeber und Verlag.

Photokopien: Auf Grund des zwischen dem Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. und dem Bundesverband der Deutschen Industrie abgeschlossenen Rahmenabkommens ist jedoch die Anfertigung photomechanischer Kopien eines Beitrages gewerblichen Unternehmen für den innerbetrieblichen Gebrauch gestattet, sofern der Hersteller oder Benutzer jede Seite dieser Kopie mit einer Gebühren-Wertmarke im Betrag von DM 0,10 kenntlich macht. Diese Marken sind zu beziehen vom Börsenverein des Deutschen Buchhandels e. V. (Inkasso-Stelle), Frankfurt/M., Großer Hirschgraben 17/19. (Der Verlag läßt diese Beträge den Autorenverbänden zufließen.) Die Verpflichtung zur Verwendung von Gebühren-Wertmarken entfällt, falls der Hersteller von Kopien mit dem Springer-Verlag ein Pauschalabkommen über die Kopie-Gebühren-Entrichtung vereinbart hat.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,60 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresabschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3, Westberlin, Fernspr.: Sammelnummer 83 03 01. Fernschreib-Nr. 01—83 319) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin • Göttingen • Heidelberg

Einflußfelder orthogonal anisotroper Platten

Influence surfaces of orthogonal anisotropic plates

Von Dr.-Ing. SIEGFRIED KRUG, und
Dr.-Ing. PETER STEIN, Technische Universität Berlin

In deutscher und englischer Sprache

Englische Übersetzung durch
Dipl.-Ing. HEINZ JUHL, Harrisburg, USA

Mit 31 Abbildungen

VIII, 32 Seiten und 193 Tafeln. Quer 4°. 1961.

Ganzleinen DM 67,50

INHALTSVERZEICHNIS

Einleitung · Transformationen zur Berechnung einer beliebigen orthotropen Platte · Formeln zur Berechnung der Momente · Auswertung der Einflußfelder · Interpolation und Extrapolation beliebiger Platten · Allgemeine Betrachtungen über die Anwendung der Einflußfelder · Literaturverzeichnis · Tafelverzeichnis · Momente aus gleichmäßig verteilter Vollbelastung · Einflußfelder Nr. 1 bis Nr. 193.

CONTENTS

Introduction · Transformations for the analysis of the general orthotropic plate · Formulae for the computation of the moments · Evaluation of the influence surfaces · Interpolation and extrapolation of any general plate · General considerations on the application of the influence surfaces · Index of references · Chart index · Moments for uniformly distributed load over the entire plate · Influence surfaces No. 1 to No. 193.

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„Zu den bekannten und heute fast unentbehrlich gewordenen Einflußfeldern für isotrope Platten gesellen sich mit dem vorliegenden Band erstmals solche für orthotrope Platten ... Eine Anzahl Beispiele klärt aufs beste die Anwendungsweise der Tafeln sowie die Möglichkeiten der Interpolation, ohne daß man sich viel mit der Theorie auseinanderzusetzen hätte ... Die Berechnung der Tafeln erfolgte mit Hilfe eines elektronischen Rechengertes, mit dem der Rechenaufwand im Sinne genauerer Resultate oft weiter getrieben werden kann, als das sonst möglich ist ... Zusammengefaßt: Ein unentbehrliches Werk für die Berechnung von orthotropen Platten.“

Schweizerische Bauzeitung

SPRINGER-VERLAG
BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG

**Für den
fortschrittlichen
Betrieb**



OLYMPIA

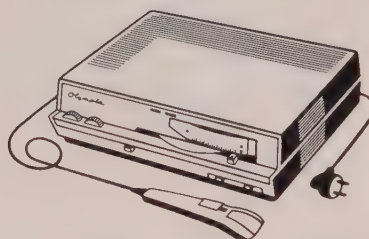
Diktiergerät mit Netzanschluß,
Fernsteuerung bei Diktat und
Aufnahme, mehr als 10000mal
besprechbare Folie als Ton-
träger.

Olympia

BRUNSVIGA

OLYMPIA

Büroschreibmaschinen, Super-
und Korrespondenzmodelle,
auch mit elektr. Antrieb, in ver-
schiedenen Ausführungen.

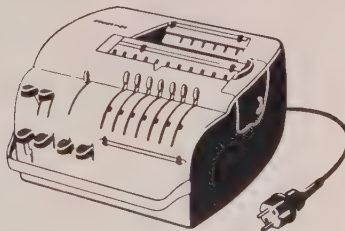


OLYMPIA

Saldiermaschinen mit Hand-
und elektrischem Antrieb, Non-
stoptastatur, in verschiedenen
Ausführungen u. Kapazitäten.

BRUNSVIGA

Vierspezies-Rechenmaschinen,
mit Zehner- und Volltastatur, in
verschied. Kapazität, für alle
Rechenarten.



Isolierplatten für Welldächer



SILLAN SPW

Eine vollwertige Ergänzung zur Wellasbestzement-Platte ist die neue freitragende Isolierplatte SILLAN SPW mit den bewährten guten Eigenschaften von SILLAN: wärmedämmend, schallschluckend, anorganisch, feuchtigkeitsunempfindlich und raumbeständig. Konstruktionen mit SPW-Platten ab 40 mm Dicke auch feuerhemmend nach DIN 4102. Bei Neubauten werden die SPW-Platten in einem Arbeitsgang mit den Wellplatten verlegt. Auch ein nachträglicher Einbau ist durch abgehangene Konstruktionen möglich. Nehmen Sie SILLAN SPW für Ihre Bauten! Druckschriften und Gutachten senden wir Ihnen gern zu.



GRÜNZWEIG + HARTMANN AG

Lärmbekämpfung, Raumakustik, Wärme-, Kälteschutz

Ludwigshafen/Rh., Berlin, Bremen, Düsseldorf, Frankfurt/M., Hannover, Hamburg, Köln, München, Nürnberg, Saarbrücken, Stuttgart, Würzburg

Neue Prospekte und Druckschriften

Interessenten an nachstehenden Druckschriften bitten wir, diese unter Hinweis auf „Der Bauingenieur“ direkt bei den genannten Firmen anzufordern

Abdichtungsmaterial

Boston Blacking Company GmbH, Oberursel/Ts.

Prospekt „PRESTIK Kleinspule 1811“ (DIN A 5, 4 S.):

Das Abdichtungsmaterial PRESTIK ist einzusetzen a Mauerwerk, Holz, Metall und Glas, zwischen Wellbedachungen aus Blech, Asbestzement oder Kunststoffen an sanitären und elektrischen Armaturen, bei undichten Fenstern, Balkontüren und Rollläden (nur bei nicht beweglichen Teilen), im Badezimmer, an Spülsteinen, an Oberlichtern, zum Schließen der Frostrisse an Ziegelsteinen, als Dichtungsmittel bei der Neuverlegung von Abflußrohren aus Steingut, Blei, Eisen und Schamotte und überall da, wo der Bastler ein dauerplastisches Material für die Abdichtung von Fugen gegen Zugluft, Feuchtigkeit und Staub braucht.

Baustahlgewebe

Bau-Stahlgewebe GmbH, Düsseldorf.

Druckschrift Nr. 170 „Bemessungstabellen für den Stahlbeton“ (DIN A 6, 8 S.):

Die neu herausgegebenen Bemessungstabellen enthalten die elektronisch nach Stäben bzw. nach Metergewichten errechneten Mattenlisten. Das theoretische Gewicht der Matten stimmt dadurch mit dem tatsächlichen Gewicht ziemlich genau überein.

Druckschrift „Baustahlgewebe-Nachrichten Oktober 1961 Nr. 10“:

Die Nachrichten bringen u. a. den jetzt gültigen bauaufsichtlichen Zulassungsbescheid für Baustahl-Gewebe.

Bautenschutz

Organa-Bautenschutz GmbH, Bochum-Gerthe, Lothringer Straße 50, Postfach 29.

Druckschrift „Technische Mitteilungen“ (DIN A 4, 6 S.):

Die nach längerer Pause wieder erscheinenden „Technischen Mitteilungen“ — Augustheft 7/61 — beinhalten ein interessante Abhandlung über „Erfahrungen mit Pumpbeton“.

Einbaukörper

WIRUS-Werk W. Ruhenstroth GmbH, Gütersloh/Westf.

Prospekt „WIRUS-Einbaukörper für Regale, Schränke usw.“ (DIN A 4, 3 S.):

Der WIRUS-Einbaukörper bietet die Möglichkeit, Regale, Einbauschränke oder dergleichen äußerst preisgünstig herzustellen. Die Anschaffungskosten für die Bauelemente werden meist durch die Ersparnisse beim Einschalen, dem Minderverbrauch an Beton oder Mauerwerk und durch den Wegfall nachträglicher Auskleidungen amortisiert.

Teppichböden

DURA Tufting GmbH, Fulda.

Druckschrift „dura Verlege-ABC“ (DIN A 5, 20 S.):

In der reich illustrierten Druckschrift werden alle einschlägigen Themen behandelt, so z. B. der Unterboden, Prüfung der Böden, technische Daten, Isolieren, Feuchtigkeit und Trockenzeit, Spachteln der Böden, Ausmessen und Verlegenplan, Zuschneiden, Teppichkleber, Verkleben der Teppichbahnen, Spannverfahren usw.

Die Verlegeanleitung ist nach verletechnischen Gesichtspunkten überprüft worden und wird anerkannt vom Zentralinventionsverband des Deutschen Sattler-, Tapezierer-, Polsterer- und Dekorateurhandwerks, von der Gesellschaft zur Förderung des Raumausstattungshandwerks mbH und vom Bundesverband der Verlegebetriebe für Bodenbeläge (10. 4. 1961).

Grundzüge der Strahlenschutztechnik für Bauingenieure, Verfahrenstechniker, Gesundheitsingenieure, Physiker

Von Dipl.-Ing. THOMAS JAEGER, Berlin

Mit einem Geleitwort von EVERITT P. BLIZARD,

Director, Neutron Physics Division, Oak Ridge
National Laboratory

Mit 224 Abbildungen. XVI, 392 Seiten Gr.-8°. 1960
Ganzleinen DM 46,50

AUS DEN BESPRECHUNGEN

„...Das Buch will nicht dem Bauingenieur, dem Verfahrenstechniker, dem Gesundheitsingenieur oder dem Physiker fertige Lösungen strahlenschutztechnischer Probleme in die Hand geben, es will ihn vielmehr dazu anregen, nach eigenen, den speziellen Bedingungen genügenden Lösungen zu suchen, und ihm durch das Herausarbeiten allgemeiner Richtlinien und Erfahrungssätze aus der Vielzahl bereits in Betrieb befindlicher Anlagen den Weg weisen. Gerade aus diesem Grunde dürfte der Leserkreis des Werkes nicht auf Bauingenieure beschränkt bleiben. Erfreulich ist, daß ein tieferes Eindringen in die Problematik durch eine umfangreiche Literaturzusammenstellung erleichtert wird. Als besonders gut in der Darstellung sei die Behandlung der γ - und Neutronenstrahlenquellen von Reaktoranlagen hervorgehoben. Dem Verfasser gelang es, dieses komplizierte Problem systematisch darzustellen, ohne — wie es oftmals der Fall ist — unzulässige Vereinfachungen zu Hilfe zu nehmen...“

Kernenergie

„...Dem Verfasser ist es gelungen, erstmalig die vielen verschiedenen Fachgebiete in einer übersichtlichen Form darzustellen. Erst durch die Entwicklung der Strahlenschutztechnik wird die friedliche Nutzung der Atomkernenergie ungefährlich. Dank seines klaren Aufbaues und des reichhaltigen Inhalts eignet sich das vorliegende Buch bestens zum Studium und als Nachschlagewerk für den in der Strahlenschutztechnik beschäftigten Bauingenieur, Verfahrenstechniker und Physiker.“

Technische Rundschau

SPRINGER-VERLAG

BERLIN • GÖTTINGEN • HEIDELBERG

HUNSBURY MACHINERY LTD.



Baumaschinen aus zweiter Hand — Restbestände

- EUCLID 15-t-Erdtransportwagen (Hinterkipper) mit Cummins-, Rolls Royce- oder Leyland-Motor
- EUCLID 22-t-Erdtransportwagen (Hinterkipper) mit Cummins- oder Rolls Royce-Motor
- EUCLID 27-t-Erdtransportwagen (Hinterkipper) mit Cummins-Motor mit Normalgetriebe oder mit Drehmomentwandler
- EUCLID Modell TC 12, Zwei-Motoren-Raupenschlepper mit zwei G.M.C.-Motoren Typ 6-71
- EUCLID Modell C 6, Planierdraupen mit Cummins-Motor, ausgerüstet mit einer Doppeltrommel-Winde und selbstgesteuertem Planierschild
- EUCLID Modell S 7, 7-cu.yd. (5,4 m³)-Motor-Schürfwagen mit Leyland-Motor
- EUCLID Modell S 21, 21-cu.yd. (16,1 m³)-Motor-Schürfwagen mit Cummins- oder G.M.C.-Motor
- EUCLID Modell TS 14 14-cu.yd. (10,7 m³)-Motor-Schürfwagen mit zusätzlichem Heckmotor, Antrieb durch Leyland-Motoren
- EUCLID Modell TS 24, 24-cu.yd. (18,4 m³)-Motor-Schürfwagen mit zusätzlichem Heckmotor, Antrieb durch Cummins-Motoren

Die oben aufgeführten Geräte können entweder nach Generalüberholung mit einer 90-Tage-Garantie oder in ihrem derzeitigen Zustand verkauft werden. Wir haben auch zur Verfügung aus zweiter Hand:
Löffelbagger, Krane, Caterpillar-Raupenschlepper und andere Geräte für den Bauunternehmer.

HUNSBURY MACHINERY LTD.

EUCLID Works, Northampton, England

Tel.: Northampton 52 62

Compakta

Der Kunststoff zum Mörtel
veredelt Beton, Putz, Gips.
Baustoff-Chemie, Seesbruck/Obb.

Fertigstell-Decken



über 70 Werke im Bundesgebiet

Auskunft durch die Zentrale:

Rheinbau GmbH, O. D. O.
Wiesbaden, Alexandrastr. 3
Tel. 431 30 / 431 31



Der Schlüssel zur Sicherung Ihrer Bauten:

DEITERMANN - Bautenschutz!

CERINOL

Beton- u. Mörteldichtungsmittel, Betonverflüssiger, Abbindebeschleuniger, Abbindeverzögerer, Schnellerhärter.

PLASTIKOL

Spachtel- und Streichmasse zur schnellen, dauerhaften Abdichtung und zu Isolierzwecken.

EUROLAN

Schutz- und Isolieranstrich gegen Feuchtigkeit, Rost, Dämpfe und chemische Einflüsse.

RELAX

Schalöl verhindert das Anhaften von Mörtel und Beton an Holz- und Eisenschalungen.



DEITERMANN
CHEMIEWERK • DATTELN

Läger und Verkaufsbüros in allen größeren Städten

FERNRUF: SA.-NR. 2186 FERNSCHR.: 829809

BAU-INGENIEUR

mit
abgeschlossener Hochschulbildung
und
besonderer Eignung
zum
Konstruktions-Chef

einer hauptsächlich im konstruktiven Ingenieurbau tätigen, führenden Bauunternehmung in Nordrhein-Westfalen gesucht. — Ihm sollen Stellung und Funktion des Leiters eines sehr leistungsfähigen Konstruktionsbüros verantwortlich übertragen werden. In Betracht kommende Herren wissen, welche Voraussetzungen erfüllt sein und werden müssen; sie wollen bitte Ihre Zuschrift — möglichst unter Beifügung von Lichtbild, Handschreiben, Lebenslauf, Eignungsnachweisen und Referenzen — ggf. mit besonderen Wünschen hinsichtlich der Weiterleitung — unter MM-AE (bitte bereits auf dem Briefumschlag) richten an die mit der vertraulichen Bearbeitung beauftragte

INDUSTRIEBERATUNG MEYER-MARK MÜNCHEN 51, FACH 44

Die Unterlagen können auch gerichtet werden unter „Der Bauingenieur 1517“ an die Anzeigenabteilung des Springer-Verlages, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3

STADTWERKE BONN

bieten Dauerstellung für

2 Tiefbau-Ingenieure

mit abgeschlossener HTL-Ausbildung.

Wir bieten

Vergütung nach Vereinbarung im Rahmen der Vergütungssätze des Bundes-Angestelltentarifvertrages (BAT), zusätzliche Altersversorgung, Zahlung von Beihilfen und Unterstützungen nach besonderen Richtlinien, z. B. bei Krankheit u. a., sonstige betriebliche Vergünstigungen. Probezeit 6 Monate.

Bewerbungen mit ausführlichem handgeschriebenem Lebenslauf, Lichtbild, Zeugnisabschriften (beglaubigt), evtl. Angabe von Referenzen und des frühesten Eintrittstermins werden **umgehend an das Personalamt der Stadt Bonn, Bonn, Böttcherplatz 1, erbeten**

Persönliche Vorstellung nur nach Aufforderung

Die Stadt Koblenz (Ortsklasse S) sucht zum sofortigen Dienstantritt

Tiefbauingenieure

mit abgeschlossener Fachschulausbildung.

Vergütung entsprechend nachgewiesener Tätigkeit nach Gruppe V a oder IV b BAT.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild und Zeugnisabschriften möglichst umgehend erbeten an

Stadtverwaltung — Personalamt — Koblenz

Prüfamt für Baustatik in Bayern sucht für seine Ämter in Augsburg, Bayreuth, Landshut, München, Nürnberg, Regensburg und Würzburg

Diplom-Ingenieure

für die Prüfung statischer Berechnungen

Erwünscht ist Baupraxis, Erfahrung in statischen Berechnungen. Bezahlung nach Verg. Gr. III BAT. Beim Vorliegen der Voraussetzungen Zahlung von Trennungsentschädigung, Ersatz der Umzugskosten, Wohnungsfürsorge.

Bewerbung mit den übl. Unterlagen und Angabe des möglichen Dienstantritts erbeten unter „Der Bauingenieur 1510“ an die Anzeigenabteilung des Springer-Verlages, Berlin-Wilmersdorf, Heidelberger Platz 3.

Junger griechischer Diplom-Ingenieur

Absolvent der TH München (1959), sucht Arbeit bei deutschen Baufirmen, die in Griechenland größere Bauprojekte auszuführen gedenken oder bereits ausführen. Zeitweiliger Aufenthalt in Deutschland kann in Aussicht genommen werden. Zuschriften an

Dipl.-Ing. Chr. Meitanis, Athen, Sina 18.

Inhaltsverzeichnis

Hauptaufsätze und Kurze Technische Berichte

Es bedeuten: HA = Hauptaufsätze; KA = Kurzaufsätze; KTB = Kurze Technische Berichte

Seite	Seite	Seite
Allemand, F., Dr.-Ing., Waldidylle üb. Kipsdorf/Erzgeb.: Aufstei- gende Entwicklung des Spann- betons in den USA. KTB 434	Beck, H., Dr.-Ing., Frankfurt/M.: Die Großtafelbauweise, Bemerk- ungen zur statischen Berechnung und konstruktiven Durchbildung. HA 382	Grenng, H., Prof. Dr. techn., Graz: Die Vajont-Talsperre, die höchste Gewölbemauer der Welt. KTB .. 230
Der größte Staudamm Kanadas. KTB 437	Becker, G., Dipl.-Ing., und Dr.-Ing. H. Weigler: Über das Bruch- und Verformungsverhalten von Beton bei mehrachsiger Beanspruchung. HA 390	Grew, H., Dipl.-Ing., Berlin: Über die Thixotropie in Erdstoffen. KTB 432
Die 275/400 kV West Thurrock Kreuzung. KTB 355	Beer, H., Prof. Dr. techn., Graz: Die Europabrücke über dem Silltal in Tirol. HA 1	Gruber, J., Landesoberbaurat, Dipl.- Ing., Innsbruck: Die Europabrücke. HA 325
Durchbildung und Herstellung von Stahlbetonfahrbahndecken. KTB 118	Bleines, W., Prof. Dr.-Ing., Karls- ruhe: Zur Berechnung des un- gleichförmigen, strömenden Ab- flusses in offenen Wasserläufen. HA 169	Gsaenger, A., Dr.-Ing., und Dr.- Ing. F. Treiber, München: Der Bau des Zwischenspeichers Lech- staustufe 6 — Dornau. HA 401, 449
Neue Stützen in 12geschossigem Altbau für Aufstockung von wei- teren 12 Geschossen. KTB 72	Bongard, W., Dr.-Ing., Köln: Ein graphischer Bewertungsmaßstab zur Bestimmung des baulichen Brandschutzes. HA 66	Hanuska, A., Dipl.-Ing. C. Sc., Bratislava, CSSR, und Dipl.-Ing. J. Balás, C. Sc.: Der Einfluß der Querdehnungszahl auf den Span- nungszustand einer 45° schiefen Platte. HA 100
Stahlbetontragwerke aus Fertig- teilen. KTB 269	Brandes, G., Dr.-Ing., München: In- standsetzung einer Brücke. HA .. 302	Hebberling, H., Dipl.-Ing., Unter- schondorf/Ammersee: Zur Rost- schutzfrage. HA 136
Stahlbetonverbindungen von Spannbetonbauteilen. KTB 481	Burckas, E., Dipl.-Ing., Dortmund: Der Staudamm von Matemale aus verdichtetem Boden. KTB 231	Henzel, J., Dipl.-Ing., Darmstadt: Erfahrungen mit dem Schmidt- schen Rückprallhammer. KTB .. 273
Zwei bemerkenswerte Anwendun- gen von Spannbeton. KTB 114	Christel, E., Dr.-Ing., Frankfurt/M.: Über Verbesserungsmöglichkeiten für die Leistung von Druckluft- schleusen. HA 128	Herzog, M., Dr. techn., Zofingen (Schweiz): Die Schalentheorie der doppelt gekrümmten Stauwand vom Gleichwinkeltyp. HA 219
Annemüller, H., Dr.-Ing., Dortmund: Berechnung der Abflusstiefen in Schußrinnen. HA 222	Cichocki, F., Dr. techn., Graz: Bremskraftableitung bei Brücken. HA 304	Hille, B., Baurat Dr.-Ing., Aachen: Hochbaukrane. HA 121
Aschenbach, H., Dipl.-Ing., Köln: Zur Bemessung von Stahlbeton- bauteilen mit Berücksichtigung der Durchbiegung. KA 301	el-Demirdash, I. A., Prof. Dr. Dr. sc. techn. (ETH), Giza, U.A.R.: Zur Berechnung des Rahmenträ- gers. HA 145	Neuerungen bei den Baumaschi- nen. HA 277
Augustin, D., Dr.-Ing., München: Rahmenknickung bei elastischer Einspannung im Baugrund. HA .. 441	Eliás, E., Budapest: Einfluß des Kriechens auf einen gebogenen Stahlbeton-Rechteckbalken im Sta- dium II. HA 93	Weitere Baumaschinen auf der Deutschen Industriemesse 1961 in Hannover. KTB 314
Bachus, E., Dr.-Ing., Frankfurt/M.: Böschungssicherung unter einer Brücke. KTB 197	Enge, N., Prof. Dr.-Ing., Istanbul: Über die Kronenform der Über- fallwehre. HA 426	Homberg, H., Dr.-Ing., und Dipl.- Ing. H. Jäckle, Hagen, und Lan- desoberbaurat Dipl.-Ing. W. R. Marx, Köln: Einfluß einer elasti- schen Lagerung auf Biegemomente und Auflagerkräfte schiefwinkliger Einfeldplatten. HA 19
Brücke aus Spannbeton-Fertig- teilen. KTB 397	Enneper, P., Obering., Rheinhausen: Reflektorantennen großer Abmes- sung in neuer Bauweise und ihre Statik. HA 55	Hoppe, C. J., Dr.-Ing., Bonn: Der Stahlmarkt in Großbritannien. KTB 153
Der neue Scheveningen-Pier. KTB 190	Finke, G., Reg.-Baurat a. D., Duis- burg: Uferbau in Binnenhäfen. HA 161	Die längste Hängebrücke Europas. KTB 437
Der Viadukt über die Durance bei Savines. KTB 271	Fischer, H., Dipl.-Ing., Caracas: Ite- rationsverfahren für Durchlauf- träger auf elastischen Stützen. HA 264	Erkenntnisse aus dem Einsturz einer Brücke in Vancouver. KTB 30
Getreide-Pier in Amsterdam. KTB 192	Franke, P., Prof. Dr.-Ing., München: Brasilens größtes Dammprojekt. KTB 231	Hochwertige Baustähle im ameri- kanischen Brückenbau. KTB 152
Teleskopschwimmkästen als Grün- dungskörper. KTB 479	Graßmann, E., Prof. Dr.-Ing., Berlin: Schotterbettfreie, elastische Gleis- lagerung auf Gummi. KTB 433	Zweigeschossige Rüstungen einer Brückenverbreiterung. KTB 478
Tunnelbau unter dem Götaelv. KTB 357	Greiner, G., Dipl.-Ing., und Prof. Dr.-Ing. F. Leonhardt, Stuttgart: Der Fernmeldeturm in Hannover. HA 410	Ihlenburg, W., Dr.-Ing., Frank- furt/M.: Erddamm zur Absper- rung einer Felsschlucht. KTB .. 73
Balás, J., Dipl.-Ing., C. Sc., und Dipl.-Ing. A. Hanuska, C. Sc., Bratislava, CSSR: Der Einfluß der Querdehnungszahl auf den Span- nungszustand einer 45° schiefen Platte. HA 100		Häufige Einsturzursachen. KTB 33
Bandel, Hk., Dr.-Ing., New York: Das statische Verhalten der rand- verstärkten Betonkugelschale mit schlaff bewehrtem oder vorge- spanntem Zugring bei rotations- symmetrischer Belastung und Be- rücksichtigung der Kriech- und Schwindverformungen. HA 46		Projekt einer Stadtschnellbahn auf Luftreifen für Los Angeles. KTB 196
Die luftgefüllte Hülle der Ausstel- lung „Atome für den Frieden“ der USA in Süd-Amerika. HA 144		Verwendung von hochfesten Stahl- trägern für eine Markthalle. KTB 198
Bauer, K.-H., Ing., und Dipl.-Ing. R. Jörn, Hamburg: Gummi im Bauingenieurwesen. Gummifende- rung für Ladeanlage Acajutla. (El Salvador). HA 167		Jäckle, H., Dipl.-Ing., Dr.-Ing. H. Homberg, Hagen, und Ober- baurat Dipl.-Ing. W. R. Marx, Köln: Einfluß einer elastischen Lagerung auf Biegemomente und Auflagerkräfte schiefwinkliger Einfeldplatten. HA 19
ay, H., Dr.-Ing., Frankfurt/M.: Großformatige Stahlbetonfertig- teile für die Laboratoriums- gebäude der Aweta (BASF). HA 77		Jaeger, Th., Dipl.-Ing., Berlin: Elastisches Verhalten von stähler- nen Modell-Containerschalen un- ter Explosionsdruckbelastung. KTB 29
		Versuche zur Bestimmung der Reaktorstrahlung - Abschirmungs- eigenschaften von Beton. KTB .. 69

	Seite		Seite		Seite
Jörn, R., Dipl.-Ing., Hamburg: Gummi im Bauingenieurwesen. Elastische Lagerung einer Pumpenstation. HA 137		Merkle, G., Dr.-Ing., Düsseldorf: Die Forschungsarbeit der Cement and Concrete Association. KTB 268		Press, H., Prof. Dr.-Ing. h. c. mult., Berlin: Die wasserdichte Metallverkleidung des Salazar-Staudammes. KTB 11	
und Ing. K.-H. Bauer, Hamburg: Gummi im Bauingenieurwesen. Gummifenderung für Landeanlage Acajutla (El Salvador). HA 167		Wachsende Baukosten stellen erhöhte Ansprüche an Planer und Unternehmer. KTB 116		v. Rennenkampff, E., Bundesbahnrat Dipl.-Ing., Hannover: Emmerbrücke bei Bad Pyrmont. HA .. 38	
Jüngling, O., Dr.-Ing., Gustavsburg: Ikawa, die erste Pfeilerkopfstaumauer in Japan. KTB 357		Minnich, H., Hamburg: Einfluß einer Vorbiegung auf den Endzustand verankerter Spundwände. KA 228		Reusch, D., Dipl.-Ing., Offenbach/Main: Beitrag zur Berechnung eingedeter Rohre. HA 4	
Rußland baut den Sadd el Ali-Hochdamm bei Assuan. KTB .. 31		Mok-Kong Shen, München: Elementarer Beweis des erweiterten Maxwell'schen Vertauschungssatzes. KA 305		Rose, E.-A., Dipl.-Ing., Hannover: Die Ermittlung der Einspannmomente infolge Vorspannung an Rändern, parallel der Spanngliederführung. HA 30	
Kahmann, R., Dipl.-Ing., Duisburg: Orthotrope Fahrbahnplatten auch in Amerika. KTB 232		Zur Berechnung von Maximalmomenten in Wendeltreppen-Spindeln. HA 458		Zur Frage des Einspanngrades der Fahrbahnplattenränder unter der Wirkung von Fahrzeugeinzelasten. HA 14	
Kirchner, G., Dipl.-Ing., Frankfurt/M.: Dockverlängerung mit offenen Brunnen. KTB 155		Naumann, W., Dipl.-Ing., und Dipl.-Ing. H. Walter, Köln: Bericht zur statischen Berechnung waagrecht belasteter Querwände bei Hochbauten. KTB 311		Rostásy, F., Dr.-Ing., Evanston, Ill.: Die Herstellung und Anwendung vorgespannter Fertigteile im amerikanischen Hochbau. HA 24	
Keepecke, W., Prof. Dr.-Ing., Berlin: Berechnung von Betonfahrbahnen. HA 87		Vollständige Auswertung der Isochromaten- und Isoklinenfelder eines ebenen Spannungszustandes nach der Gleichung von Maxwell. Spannungsoptische Untersuchung eines Achslager. HA 260		Rühl, R., Prof. Dr.-Ing., Berlin: Grenzlaster für Fels und Beton. KTB 23	
Kordina, K., Prof. Dr.-Ing., Braunschweig: Betonieren im Winter. Stahlbeton-Schornstein von 140 m Höhe. KTB 472		Neuber, H., Dr.-Ing., Krefeld: Bau einer mit Zugpfählen verankerten Tunnelsohle in offener Baugrube unter Wasser. KTB 74		Sattler, K., Prof. Dr.-Ing., Berlin: Japans größter Hochofen. KTB .. 43	
Krosse, H., Dipl.-Ing., Mülheim a. d. Ruhr: Hochstraßenkonstruktion in Fertigteil-Verbundbauweise. HA 237		Stählerne Baugruben-Aussteifung in Gewölbeform. KTB 155		Moderne stählerne Kirche in Colorado. KTB 23	
Krug, S., Dr.-Ing., Rheinhausen: Versuche mit Klebern und Mörteln unter Verwendung von Kunstharzen. HA 287		Neumeuer, H., Dipl.-Ing., Berlin: Fortschritte auf dem Gebiet der Pfahlgründungen. KTB 194		Plastikschutz der Konstruktion des neuen Flughafens Los Angeles. KTB 39	
Lessen, G., Dipl.-Ing., Essen: Bauliche Einzelheiten des Moselkraftwerkes Trier. HA 241		Nishida, Y., Kanazawa, Japan: Eine einfache Formel zur Abschätzung des Durchlässigkeitskoeffizienten von Tonböden. HA 461		Schaber, E., Dr.-Ing., Düsseldorf: Näherungsweise Berechnung der Schnittlasten von Stockwerkrahmen unter Berücksichtigung der Verformungen. HA 31	
Leonhardt, F., Prof. Dr.-Ing., und Dipl.-Ing. G. Greiner, Stuttgart: Der Fernmeldeturm in Hannover. HA 410		Ohlemutz, A., Dipl.-Ing., Butzbach/Hessen: Vorgefertigte Hochhausdecken im Aufzug. KTB 477		Schleyer, F.-K., Dr.-Ing., Berlin: Ein neues Radial-Seilwerk. KTB 31	
Linder, G., Dipl.-Ing., München: Die Energieversorgung von Groß-Lima. HA 26		Ohlig, R., Dr.-Ing., Wiesbaden: Fabrikationshalle und Schutzdach der Langnese Eiskrem GmbH, Heppenheim/Bergstraße. KA 227		Schlums, J., Prof. Dr.-Ing., Stuttgart: Die Beziehungen zwischen den Entwicklungen der Kraftfahrzeuge und der Gestaltung der Straßen. KTB 47	
Linder, R., Bauassessor a. D. Dipl.-Ing., Freiburg/Brsgr.: Die Auswirkung von Sprengerschütterungen beim Stollen- und Kavernenbau. HA 374		Opladen, K., Köln: Beitrag zur Berechnung des Kreisringes auf elastischer Unterlage. HA 460		Schmid, A., Dipl.-Ing., Paris: Vorgefertigte Hochbauten nach dem Verfahren „Porte des Lilas-Self-Lift“. HA 34	
Lorenz, H., Prof. Dr.-Ing., Berlin: Bau und Absenkung einer unterirdischen Großgarage in Genf. HA 4		Spannungsnachweis bei Fugenwasserdruck und schiefer Biegung mit Längskraft in beliebigen Querschnitten. HA 256		Schmitz, H., Dr.-Ing., Düsseldorf/Opladen: Konstruktion und Ausführung der Autobahnbrücke über die Ruhr bei Westhofen-Hagen. HA 36	
Mann, W., Dr.-Ing., Darmstadt: Die Berechnung regelmäßiger Windrahmen in geschlossener Form mit Hilfe von Differenzgleichungen. HA 108		Orth, F., Dr.-Ing., Berlin: Bau einer Kuppel, von der Spitze angefangen bis zum Fundament. KTB .. 28		Schöttgen, J., Dr.-Ing., Karlsruhe: Konstruktive Einzelheiten von Dichtungen und Entwässerungen bei Brückentragwerken. HA 13	
v. Marnitz, F., Baurat, Frankfurt/M.: Fertigstellung des Laderaumsaugabaggers „Rudolf Schmidt“. KTB 33		Der Hafen von Los Angeles. KTB 189		Schüle, Dr.-Ing., Stuttgart: Ölofen und Schornstein. KTB 3	
Marx, W. R., Landesoberbaurat Dipl.-Ing., Köln: Die Verbundbrücke über die Bundesbahn und den Dransdorfer Weg im Zuge der Teilortsumgehung Bonn der Bundesstraße 9. HA 139		Eine neue Methode zur Wiederherstellung feuergeschädigter Betonbauteile. KTB 398		Seegers, K. H., Dr.-Ing., Hamburg: American Rapids Brücke. KTB .. 19	
Marx, W. R., Landesoberbaurat Dipl.-Ing., Köln, Dr.-Ing. H. Homberg und Dipl.-Ing. H. Jückle, Hagen: Einfluß einer elastischen Lagerung auf Biegemomente und Auflagerkräfte schiefwinkliger Einfeldplatten. HA 19		Spundwände aus Spannbeton in Florida (USA). KTB 71		Dachkonstruktion mit vorgespannten Drahtseilen. KTB 15	
Mehmel, A., Prof. Dr.-Ing., Darmstadt: Über eine sinnvolle Beschränkung der Durchbiegungen von Stahlbetonbauteilen. HA .. 293		Pilny, F., Prof. Dr.-Ing., Berlin: Druckzelle zum Messen der Beanspruchung von Betonschalungen. HA 96		Hängebrücke über den Firth of Forth. KTB 150	
		Kunststoff-modifizierte Schleuder-Betonrohre. KTB 152		Sior, G., Dr.-Ing., Frankfurt/M.: Grenzgleichgewicht und Standsicherheitsgrad von Böschungen in einfachen Fällen. HA 42	
		Plagemann, W., Dipl.-Ing., Dresden: Der Unterwassertunnel von Deas Island. KTB 474		Soschka, F., Berlin: Rüst- und Schalungsgeräte auf der DIM 1961 in Hannover. KTB 318	
		Die Pfahlgründung eines New Yorker Hochhauses. KTB 356		v. Spieß, S., Dipl.-Ing., Dortmund: Vorschlag zur Verankerung von Spundwänden bei schlechtem Baugrund. KA 466	
		Kuppelhalle aus Fertigteilen in Belgrad. KTB 436			

	Seite
pring, A. , Dipl.-Ing., Mannheim: Die Maximilian-Brücke Nürnberg. HA 431	431
stabilini, L. , Prof. Dr.-Ing., Mail- land: Betrachtungen über Scha- densfälle im Stahlbau. HA 201	201
stein, P. , Dr.-Ing., Oberhausen- Sterkrade: Die Anwendung des „Durchbiegungsverfahren“ zur Ermittlung der kristischen Last von Bogenträgern beim Auswei- chen senkrecht zu ihrer Ebene unter Berücksichtigung von biege- weichen Hängern. HA 175	175
treicher, H. , Dipl.-Ing., Nürnberg: Momentenverlauf im Gleichlast- feld mit Endmomenten. KA 113	113
Tölke, F. , Prof. Dr.-Ing., Stuttgart: Die Picote-Staumauer. KTB 229	229
Treiber, F. , Dr.-Ing., und Dr.-Ing. A. Gsaenger, München: Der Bau des Zwischenspeichers Lechstau- stufe 6 — Dornau. HA 401, 449	401, 449

	Seite
Tremmel, E. , Dr.-Ing., Salzburg: Der Bau der Gewölbestaumauer von Speccheri. KTB 467	467
Vaessen, F. , Dipl.-Ing., Essen: Werk- hallen aus vorgefertigten und zu- sammengespannten Stahlbeton- teilen. HA 83	83
Vik, B. , Dipl.-Ing., Oslo: Bemessung von Blechträgern, insbesondere von Verbundträgern. HA 348	348
Walter, H. , Dipl.-Ing., und Dipl.- Ing. W. Naumann, Köln: Bericht zur statischen Berechnung waag- recht belasteter Querwände bei Hochbauten. KTB 311	311
Vollständige Auswertung der Iso- chromaten- und Isoklinenfelder eines ebenen Spannungszustandes nach der Gleichung von Maxwell. Spannungsoptische Untersuchung eines Achslagers. HA 260	260
Wehner, B. , Prof. Dr.-Ing. habil., Berlin: Bemessung von Straßen- netzen nach der Leistungsfähig- keit. HA 41	41

	Seite
Weigler, H. , Dr.-Ing., und Dipl.- Ing. G. Becker: Über das Bruch- und Verformungsverhalten von Beton bei mehrachsiger Bean- spruchung. HA 390	390
Weise, H. , Dipl.-Ing., Darmstadt: Eine modellstatische Untersuchung einer quadratischen Stahlbeton- Piltzdecke. KTB 310	310
Weiss, W. , Dr.-Ing., Traunstein: Das neue „Standard Insurance Building“ in Portland/Oregon (USA). HA 430	430
Das Wilshire-Flower-Building in Los Angeles, USA. HA 464	464
Der Doppel-Cantilever-Hangar der „United Air Lines“ in San Francisco/USA. HA 346	346
Widmann, R. , Dipl.-Ing., Dr. techn., Salzburg: Der Parabelbogen im Talsperrenbau. HA 208	208
Wickert, G. , Dr.-Ing., Dortmund: Neue Technik in der Wildbach- verbauung. KTB 116	116

Buchbesprechungen und Neuerscheinungen

	Seite
Buchbesprechungen	
<i>Abdichtung</i> von Ingenieurbauwer- ken. Schriftenreihe der Bundes- fachabteilung Abdichtung gegen Feuchtigkeit im Hauptverband der Deutschen Bauindustrie, Bd. 2 .. 483	483
<i>Bauforschung</i> im Hansaviertel. Be- richte aus der Bauforschung, Heft 17 439	439
Bay, H. , Dr.-Ing.: Wandartiger Trä- ger und Bogenscheibe 234	234
Bierett, G. , Dr.-Ing., und Prof. Dr.- Ing. O. Steinhart: Untersuchun- gen zur Anwendung der elektrischen Widerstandspunktschwei- ßung im allgemeinen Stahlbau, Teil I 158	158
Blau, E. : Die modellmäßige Unter- suchung von Venturikanälen ver- schiedener Größe und Form 119	119
Born, J. : Praktische Schalenstatik, Bd. 1: Die Rotationsschalen 157	157
Braun, G. : Neue Bautechnik. Er- kenntnisse der Baunormung und Bauforschung, 6. Aufl. 399	399
Brinch Hansen, J. , und H. Lund- gren : Hauptprobleme der Boden- mechanik 234	234
Bundesministerium für Wohnungs- bau : Bauforschung im Wohnungs- bau 35	35
Cahen, G. , und P. Treille : Kern- energie für Ingenieure 274	274
<i>Die Straßenbrücken über den Rhein</i> zwischen Kehl und Straßburg .. 360	360
Dörnen, K. : Die Untersuchung der Schubsteifigkeit von Verbindun- gen mit hochfest vorgespannten (HV-)Schrauben im Stahlbau und die daraus sich ergebenden kon- struktiven Maßnahmen 438	438
Faber, J. , und F. Mead : Oscar Fa- bers' Reinforced Concrete 234	234
Feuchtinger, M.-E. : Planungsbei- spiele für Knotenpunkte des Stra- ßenverkehrs 320	320

	Seite
Fonrobert, F. , und W. Stoy : Holz- Nagelbau, 7. Aufl. 439	439
<i>Forschungsberichte</i> des Bundesmini- sters für Wohnungsbau. Schall- schutz von Bauteilen 274	274
Fritsch, V. : Geoelektrische Bau- grunduntersuchung 484	484
Gernoth, O. : Darstellende Geometrie für Stahlbauer 360	360
Gockel, F. : Neuzeitliche Lichtquel- len im Dach 119	119
Graf, O. , und K. Kaufmann : Scha- lungsdruck beim Betonieren 200	200
Grascht, A. , und M. Kranz : Das Betonbaurbuch. Eine Grundfach- kunde 399	399
Güntsch, F. R. : Einführung in die Programmierung digitaler Rechen- automaten 75	75
Gunten, H. v. : Platten mit freien Rändern 74	74
Hahn, J. : Spannbeton. Theorie und Bemessung 273	273
Hugon, A. , et A. Costes : Le bou- lonnage des roches en souterrain. (Die Felsverankerung unter Tage) 35	35
Internationale Vereinigung für Brük- kenbau und Hochbau : Sechster Kongreß 1960. Vorbericht 34	34
Jaeger, Th. : Grundzüge der Strah- lenschutztechnik für Bauinge- nieure, Verfahrenstechniker, Ge- sundheitsingenieure, Physiker .. 483	483
Kieser, A. : Druckstollenbau 273	273
Kleinlogel, H. : Stahlbeton-Rippen- decken 482	482
Klöppel, K. , u. J. Scheer : Beulwerte ausgesteifter Rechteckplatten 482	482
Klotter, K. : Technische Schwingungs- lehre, 2. Bd. 235	235
Koloušek, V. : Calcul des efforts dy- namiques dans les ossatures rigides 273	273
Krug, S. , und P. Stein : Einflußfelder orthogonal anisotroper Platten .. 438	438

	Seite
Lehmann, H.-A. , und B. Stolze : In- genieurholzbau 34	34
Leliavsky, S. : Irrigation and Hydrau- lic Design, Vol. 3 234	234
Milne-Thomson, L. M. : Plane Elastic Systems 399	399
Müller, G. : Nomogramme für die Kippuntersuchung frei aufliegen- der I-Träger unter vertikaler Be- lastung 399	399
Norris, Ch. H. , and Y. B. Wilbur : Elementary Structural Analysis, 2. Aufl. 158	158
Parkus, H. : Mechanik der festen Körper 361	361
Petzold, A. : Chemie und Techno- logie der Bindemittel 235	235
Pirard, A. : Traité d'Hyperstatique Analytique et Graphique (Sta- tisch unbestimmte Systeme) 158	158
Prandtl, L. : Gesammelte Abhand- lungen zur angewandten Mecha- nik, Hydro- und Aerodynamik .. 321	321
Press, H. : Taschenbuch für Wasser- wirtschaft 119	119
Preston, H. K. : Practical Prestressed Concrete (Spannbeton für die Praxis) 74	74
Raab, K. O. : Architekturbildmessung 75	75
<i>Rechtsvorschriften</i> und Regeln für die amtsärztliche und gesundheits- technische Praxis. Wasser- Ab- wasser-Zweckbauten. Abhand- lungen aus dem Bundesgesund- heitsamt, Heft 4 439	439
Rieger, H. : Der Freileitungsbau .. 361	361
Rüsch, H. : Fahrbahnplatten von Straßenbrücken. 5. Aufl. 200	200
Sauer, R. : Ingenieur-Mathematik, 2. Bd. 321	321
Schöffler, H. : Gas- und Schaum- beton. Verankerung der Beweh- rung und Kriechen von bewehr- ten Platten 482	482
Schiel, F. : Statik der Pfahlwerke .. 119	119

	Seite
<i>Schneider, B.</i> : Moderner Straßenbau. Ein Handbuch des praktischen Straßenbaus, 4. Aufl.	438
<i>Schriftenreihe der Arbeitsgruppe „Asphalt- und Teerstraßen“</i> , Heft 15: Straßenplanung und bituminöse Bauverfahren im In- und Ausland	34
<i>Siegel, C.</i> : Strukturformen der modernen Architektur	158
<i>Stadtautobahnen</i> , Erfahrungen deutscher Fachleute in USA	484
<i>Stahlbautagung Berlin 1960</i>	360
<i>Stahlbautagung der Technischen Hochschule Dresden 1959</i> . Schlußbericht	482
<i>Stampf, W.</i> : Der durchlaufende Bogenträger auf elastischen Stützen mit und ohne Versteifungsträger	157
<i>Szabó, I.</i> , Prof. Dr.-Ing.: Höhere Technische Mechanik, 3. Aufl. ..	200
<i>Szabó, I.</i> , Prof. Dr.-Ing.: Repertorium und Übungsbuch der Technischen Mechanik	35
<i>Taenzler, W.</i> : Stahlmaste für Starkstrom-Freileitungen, 3. Aufl.	200
<i>Theimer, O. F.</i> : Hilfstafeln zur Berechnung wandartiger Stahlbetonträger, 3. Aufl.	320
<i>Walz, K.</i> : Rüttelbeton, 3. Aufl.	438
<i>Walz, K., H. Schäffler und J. Strey</i> : Versuche mit Innenrüttlern und Rütteltischen	200
<i>Wedler, B.</i> : Berechnungsgrundlagen für Bauten, Lastannahmen, Baustoffe, Beanspruchung, Wärmeschutz, Schallschutz, Gerüste und Leichtmetallbau	200
<i>Wolf, H.</i> : Spannungsoptik	483
<i>Zurmühl, R.</i> : Praktische Mathematik für Ingenieure und Physiker, 3. Aufl.	439

Neuerscheinungen

<i>ACHEMA</i> -Jahrbuch 1959/1961 ..	361
<i>Baumann, F.</i> : Vorgeschichtliches zum ostalpinen Flußbau	274
<i>Betonkalender 1961</i>	119
<i>Dachhaut-Dämmschicht-Sperrschicht</i> . Richtlinien für Dackdeckungen ..	274
<i>Das Wasserrecht in Baden-Württemberg</i>	119

	Seite
<i>Deutsche Technikerschulen 1960</i> ..	361
<i>Deutscher Ingenieurschulführer</i>	274
<i>Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“</i> , 2. Aufl.	361
<i>Esser's Handbuch „Das Flachdach“</i> ..	361
<i>Forschungsberichte des Landes Nordrhein-Westfalen</i> : Die nomographische Darstellung von Funktionen einer komplexen Veränderlichen und damit in Zusammenhang stehende Fragen der praktischen Mathematik	361
<i>Forschungsgesellschaft für das Straßenwesen E.V.</i> : Die Verfahren der Bodenverfestigung	159
<i>Garbotz, G.</i> : Die Bedeutung der Baumaschinen- und Baubetriebsforschung für die Praxis	75
<i>Goerner, E.</i> : Straßenbauforschung 1959/1960	159
<i>Graudenz, H.</i> : Momenten-Einflusszahlen für Durchlaufträger mit beliebigen Stützweiten, 3. Aufl. ..	75
<i>Henn, W.</i> : Das flache Dach, 2. Aufl.	159
<i>Jebsen-Marwedel, H.</i> : Tafelglas in Stichworten, 2. Aufl.	119
<i>Kaltprofile</i>	361
<i>Kollbrunner, C. F., S. Milosavljević und N. Hajdin</i> : Knickdiagramme für Stäbe mit sprungweise veränderlichem Trägheitsmoment	361
<i>Kriegel, O.</i> : Bauleitplanung und Bodenordnung	119
<i>Levsen, P.</i> : Kalkulation im Baugewerbe, Band 6	119
<i>Lorenz, H.</i> : Forschungsergebnisse auf dem Gebiete der Bodenmechanik als Wegbereiter für neue Gründungsverfahren	75
<i>Merkblätter der Beratungsstelle für Stahlverwendung</i> : Nr. 269: Oberflächenschutz von Stahl durch Anstriche ..	75
Nr. 102: Kugelbehälter aus Stahl.	
Nr. 266: Rippenschalen und Rippenkuppeln	
Nr. 267: Einführung in die Berechnung einfacher Verbundträger im Hochbau	159
Nr. 273: Flutlicht für Sportanlagen	274

	Seite
<i>Mitteilungen aus dem Institut für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule Aachen</i> , Heft 22 ..	7
<i>Mitteilungen der Hannoverschen Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau</i> , Heft 17 und Heft 18 ..	15
<i>Mitteilungen über Forschung und Konstruktion im Stahlbau</i> . Heft 26 ..	7
<i>Murányi, Th.</i> : Methode zur Bestimmung des Verkehrsablaufs auf dem europäischen Straßennetz ..	27
<i>Palotás, L.</i> : Tragwerke — Wörterbuch der Technik	36
<i>Peiner Kastenspundwand</i> . Handbuch für Entwurf und Ausführung, 3. Aufl.	27
<i>Scheid, F.</i> : Feuerungsanlagen	36
<i>Schnaubert, K.</i> : Kein Ingenieur-mangel mehr, wenn	36
<i>Schulze, W. E.</i> : Berechnungen im Grundbau	7
<i>Schwiete, H.-E., U. Ludwig und K.-H. Wigger</i> : Die Konstruktion einiger rheinischer und bayerischer Trasse	36
<i>Schwiete, H.-E., und U. Ludwig</i> : Der Tuff, seine Entstehung und Konstruktion und seine Verwendung im Baugewerbe im Spiegel der Literatur	36
<i>Stahlbau-Profil</i> , 10. Aufl.	15
<i>Taschenbuch für das wissenschaftliche Leben 1961</i>	27
<i>Tramitz, W.</i> : Der Stahlhochbau, Bd. 1, 7. Aufl.	40
<i>VOB Teil A und B — Kommentar</i> ..	15
<i>Wedler, B.</i> : Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton, 7. Aufl.	7
<i>Winter, H.</i> : Bibliographie der Veröffentlichungen über den Leichtbau und seine Randgebiete im deutschen und ausländischen Schrifttum aus den Jahren 1955 bis 1959	40
<i>Wofram, A.</i> : Die Festigkeit der Arbeitsfuge im Beton	36

Persönliches

	Seite
<i>Agatz, Arnold</i> , Prof. Dr.-Ing. E. h., 70 Jahre	321
<i>Arens, Martin</i> , Regierungsbaudirektor Dr.-Ing. †	37
<i>Bay, Hermann</i> , Dr.-Ing., 60 Jahre ..	440
<i>Bernhard, R. K.</i> , Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h.	400
<i>Blum, Hermann</i> , Dr.-Ing. habil., 60 Jahre	120
<i>Böss, Paul</i> , Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h., 70 Jahre	36
<i>Christiani, Rudolf</i> , Dr.-Ing. E. h. † ..	76
<i>Doeinck, Eugen</i> , Prof. Dr.-Ing., 75 Jahre alt	484
<i>Dörnen, Albert</i> , Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. †	400

	Seite
<i>Eberspächer, Paul</i> , Senator Dr.-Ing. † ..	37
<i>Garbotz, Georg</i> , Prof. Dr., 70 Jahre ..	235
<i>Grenng, Hermann</i> , o. Prof., Dipl.-Ing. Dr. techn., 70 Jahre	75
<i>Hahn, Adolf</i> , Regierungsbaudirektor †	400
<i>Kammüller, Karl</i> , 75 Jahre	36, 159
<i>von Kármán, Theodore</i> , 80 Jahre ..	199
<i>Kehr, Dietrich</i> , Professor, 60 Jahre ..	440
<i>Klöppel, Kurt</i> , Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h., 60 Jahre	362
<i>Koenig, Hans-Werner</i> , Direktor, Dr.-Ing. E. h.	120
<i>Lacmann, Otto</i> , Prof. Dr.-Ing. † ..	235

	Seite
<i>Lohmeyer, Dr.-Ing. E. h. Dr.-Ing.</i> , Großes Verdienstkreuz	40
<i>Machtens, B.</i> , Reg.-Baudirektor a. D., Bundesverdienstkreuz	44
<i>Mehmel, Alfred</i> , Prof. Dr.-Ing., 65 Jahre	36
<i>Möhlmann, B.</i> , Präsident Dr.-Ing., im Ruhestand	15
<i>Neuffer, F. W.</i> , Dr.-Ing. E. h. † ..	7
<i>Oehler, Theodor</i> , Prof. Dr.-Ing., 75 Jahre	12
<i>Prengel</i> , Oberregierungs- und -baurat a. D., 85 Jahre	27
<i>von Rothe, Torben</i> , Dipl.-Ing. † ..	44
<i>Ślawik, Kurd</i> , Dr.-Ing. E. h.	16
<i>Stüssi, Fritz</i> , Dr. sc. techn. Dr.-Ing. h. c. mult., 60 Jahre	3

Sachverzeichnis

Es bedeuten: HA = Hauptaufsätze; KA = Kurzaufsätze; KTB = Kurze Technische Berichte; V = Verschiedenes

Seite	Seite	Seite
Abdichtung, Wasserbau: Die wasserdichte Metallverkleidung des Salazar-Staudammes. Von <i>H. Press</i> . KTB 115	Senkkästen: Über Verbesserungsmöglichkeiten für die Leistung von Druckluftschleusen. Von <i>E. Christel</i> . HA 128	Bewegungsfugen: Der Bau des Zwischenspeichers Lechstause 6 — Dornau. Von <i>A. Gsaenger</i> und <i>F. Treiber</i> . HA 401
Brücken: Konstruktive Einzelheiten von Dichtungen und Entwässerungen bei Brückentragwerken. Von <i>J. Schöttgen</i> . HA 131	Spannbeton: Das Viadukt über die Durance bei Savines. Von <i>E. Bachus</i> . KTB 271	Die Großtafelbauweise. Bemerkungen zur statischen Berechnung und konstruktiven Durchbildung. Von <i>H. Beck</i> . HA 382
Anstrich, Beton, Stahl: Plastikschutz der Konstruktion des neuen Flughafens Los Angeles. Von <i>K. Sattler</i> . KTB 397	Die Herstellung und Anwendung vorgespannter Fertigteile im amerikanischen Hochbau. Von <i>F. Rostásy</i> . HA 248	Die wasserdichte Metallverkleidung des Salazar-Staudammes. Von <i>H. Press</i> . KTB 115
Stahl: Zur Rostschutzfrage. Von <i>H. Hebberling</i> . HA 136	Baustoffe, Beton: Die Forschungsarbeit der Cement and Concrete Association. Von <i>G. Merkle</i> . KTB 268	Ikawa, die erste Pfeilerkopfstaumauer in Japan. Von <i>O. Jüngling</i> . KTB 357
Antennen: Reflektorantennen großer Abmessung in neuer Bauweise und ihre Statik. Von <i>P. Enneper</i> . HA 55	Fels und Beton: Grenzlasten für Fels und Beton. Von <i>R. Rühl</i> . KTB 233	Bodenmechanik, Allgemeines: Über die Thixotropie in Erdstoffen. Von <i>H. Grewe</i> . KTB 432
Aufzüge: Hochbaukrane. Von <i>B. Hille</i> . HA 121	Bauunfälle, Allgemeines: Betrachtungen über Schadensfälle im Stahlbau. Von <i>L. Stablini</i> . HA 201	Theorie: Beitrag zur Berechnung eingedeckter Rohre. Von <i>D. Reusch</i> . HA 416
Bagger s. Baumaschinen	Häufige Einsturzursachen. Von <i>W. Ihlenburg</i> . KTB 33	Grenzgleichgewicht und Standsicherheitsgrad von Böschungen in einfachen Fällen. Von <i>G. Stör</i> . HA 423
Bahnen: Projekt einer Stadtschnellbahn auf Luftreifen für Los Angeles. Von <i>W. Ihlenburg</i> . KTB .. 196	Stahl: Erkenntnisse aus dem Einsturz einer Brücke in Vancouver. Von <i>C. J. Hoppe</i> . KTB 30	Bodenverfestigung: Die Vajont-Talsperre, die höchste Gewölbe-mauer der Welt. Von <i>H. Grengg</i> . KTB 230
Baugruben: Stählerne Baugrubenaussteifung in Gewölbeform. Von <i>H. Neuber</i> . KTB 155	Bauvorgänge: Allgemeines: Vorgefertigte Hochbauten nach dem Verfahren „Porte de Lilas — Self-Lift“. Von <i>A. Schmid</i> . HA 342	Bogenstaumauern s. Talsperren
Baumaschinen, Allgemeines: Der größte Staudamm Kanadas. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 437	Gründung: Bau und Absenkung einer unterirdischen Großgarage in Genf. Von <i>H. Lorenz</i> . HA 4	Brände: Eine neue Methode zur Wiederherstellung feuergeschädigter Betonbauteile. Von <i>F. Orth</i> . KTB 398
Bagger: Fertigstellung des Laderaum-Saugbaggers „Rudolf Schmidt“. Von <i>F. v. Marnitz</i> . KTB 33	Teleskopschwimmkästen als Gründungskörper. Von <i>E. Bachus</i> . KTB 479	Brandschutz, Stahl: Ein graphischer Bewertungsmaßstab zur Bestimmung des baulichen Brandschutzes. Von <i>B. Bongard</i> . HA 66
Grundbau, Erdbau: Neuerungen bei den Baumaschinen. Von <i>B. Hille</i> . HA 277	Seiltragwerke: Ein neues Radial-Seilwerk. Von <i>F.-K. Schleyer</i> . KTB 313	Brücken, Abdichtung: Konstruktive Einzelheiten von Dichtungen und Entwässerungen bei Brückentragwerken. Von <i>J. Schöttgen</i> . HA 131
Krane: Hochbaukrane. Von <i>B. Hille</i> . HA 121	Stahl: Bau einer Kuppel, von der Spitze angefangen bis zum Fundament. Von <i>F. Orth</i> . KTB 28	Spannbeton: Brücke aus Spannbeton-Fertigteilen. Von <i>E. Bachus</i> . KTB 397
Krane, Straßenfertiger Mischer, Kompressoren, Bagger: Weitere Baumaschinen auf der Deutschen Industriemesse 1961 in Hannover. Von <i>B. Hille</i> . KTB 314	Neue Stützen in 12geschossigem Altbau für Aufstockung von weiteren 12 Geschossen. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 72	Der Viadukt über die Durance bei Savines. Von <i>E. Bachus</i> . KTB 271
Rammen: Der neue Scheveningen-Pier. Von <i>E. Bachus</i> . KTB .. 190	Stollenbauten: Der Unterwassertunnel von Deas Island. Von <i>W. Plagemann</i> . KTB 474	Die Maximilian-Brücke Nürnberg. Von <i>A. Spring</i> . HA 431
Baustelleneinrichtung, Allgemeines: Der Bau der Gewölbestaumauer von Specheri. Von <i>E. Tremmel</i> . KTB 467	Straßenbau: Durchbildung und Herstellung von Stahlbetonfahrbahndecken. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 118	Konstruktion und Ausführung der Autobahnbrücke über die Ruhr bei Westhofen-Hagen. Von <i>H. Schmitz</i> . HA 365
Der Unterwassertunnel von Deas Island. Von <i>W. Plagemann</i> . KTB 474	Behälter, Stahl: Elastisches Verhalten von stählernen Modell-Containerschalen unter Explosionsdruckbelastung. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB 29	Stahl: American Rapids Brücke. Von <i>K. H. Seegers</i> . KTB 197
Beton: Großformatige Stahlbetonfertigteile für die Laboratoriumsgebäude der Aweta (BASF). Von <i>H. Bay</i> . HA 77	Belastungen: Bremskraftableitung bei Brücken. Von <i>F. Cichocki</i> . HA 304	Die Europabrücke über dem Silltal in Tirol. Von <i>H. Beer</i> . HA .. 1
Werkhallen aus vorgefertigten und zusammengespannten Stahlbetonteilen. Von <i>F. Vaessen</i> . HA 83	Der Fernmeldeturm in Hannover. Von <i>F. Leonhardt</i> und <i>G. Greiner</i> . HA 410	Die Europabrücke. Von <i>J. Gruber</i> . HA 325
Fertigteile: Stahlbetontragwerke aus Fertigteilen. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 269	Die 275/400 kv West Thurrock Kreuzung. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB 355	Emmerbrücke bei Bad Pyrmont. Von <i>E. v. Rennenkampff</i> . HA ... 337
Gründung: Der neue Scheveningen-Pier. Von <i>E. Bachus</i> . KTB 190	Reflektorantennen großer Abmessung in neuer Bauweise und ihre Statik. Von <i>P. Enneper</i> . HA 55	Erkenntnisse aus dem Einsturz einer Brücke in Vancouver. Von <i>C. J. Hoppe</i> . KTB 30
Dockverlängerung mit offenen Brunnen. Von <i>G. Kirchner</i> . KTB 155	Beton, Allgemeines: Betonieren im Winter. Stahlbeton-Schornstein von 140 m Höhe. Von <i>K. Kordina</i> . KTB 472	Theorie: Bremskraftableitung bei Brücken. Von <i>P. Cichocki</i> . HA 304
Stählerne Baugruben-Aussteifung in Gewölbeform. Von <i>H. Neuber</i> . KTB 155	Druckzelle zum Messen der Beanspruchung von Betonschalungen. Von <i>F. Pilny</i> . HA 96	Verbund: Die Verbundbrücke über die Bundesbahn und den Dransdorfer Weg im Zuge der Teilortsumgehung Bonn der Bundesstraße 9. Von <i>W. R. Marx</i> . HA 139
Rohrleitungen: Frankreichs Fortschritte im Bau von Ölleitungen (Pipelines). Von <i>E. Burckas</i> . KTB 183		Die Villacher Draubrücke, eine neuartige Hohlkastenverbundbrücke. Von <i>H. Beer</i> . HA 331
		Caisson s. Gründungen
		Dachabdeckung: Dachkonstruktion mit vorgespannten Drahtseilen. Von <i>K. H. Seegers</i> . KTB 154

	Seite
Dalben: Getreide-Pier in Amsterdam. Von <i>E. Bachus</i> . KTB	192
Dämme: Brasiliens größtes Dammprojekt. Von <i>P. Franke</i> . KTB	231
Der Bau des Zwischenspeichers Lechstaustufe 6 — Dornau. Von <i>F. Treiber</i> und <i>A. Gsaenger</i> . HA	401 499
Der größte Staudamm Kanadas. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB	437
Der Hafen von Los Angeles. Von <i>F. Orth</i> . KTB	189
Der Staudamm von Matemale aus verdichtetem Boden. Von <i>E. Burckas</i> . KTB	231
Die wasserdichte Metallverkleidung des Salazar-Staudammes. Von <i>H. Press</i> . KTB	115
Erdstaud zur Absperrung einer Felsschlucht. Von <i>W. Ihlenburg</i> . KTB	73
Decken, Stahlbeton: Eine modellstatische Untersuchung einer Stahlbeton-Pilzdecke. Von <i>H. Weise</i> . KTB	310
Dehnungsfugen s. Bewegungsfugen	
DIN s. Vorschriften	
Druckrohrleitungen: Bauliche Einzelheiten des Moselkraftwerkes Trier. Von <i>G. Lenssen</i> . HA	241
Spannbeton: Der Bau des Zwischenspeichers Lechstaustufe 6 — Dornau. Von <i>A. Gsaenger</i> und <i>F. Treiber</i> . HA	401
Frankreichs Fortschritte im Bau von Ölleitungen (Pipelines). Von <i>E. Burckas</i> . KTB	183
Druckstollen s. Stollenbauten	
Dücker s. Rohrleitungen	
Durchbiegungen, Beton: Über eine sinnvolle Beschränkung der Durchbiegungen von Stahlbetonbauteilen. Von <i>A. Mehmel</i> . HA	293
Zur Bemessung von Stahlbetonbauteilen mit Berücksichtigung der Durchbiegungen. Von <i>H. Aschenbach</i> . KA	301
Durchlässigkeit: Eine einfache Formel zur Abschätzung des Durchlässigkeitskoeffizienten von Tonböden. Von <i>Y. Nishida</i> . HA	461
Durchlaufträger s. Statik	
Einschwimmen s. Bauvorgänge	
Elastizitätstheorie, Platten: Der Einfluß der Querdehnungszahl auf den Spannungszustand einer 45° schiefen Platte. Von <i>J. Ba'as</i> und <i>A. Hanuska</i> . HA	100
Die Schalentheorie der doppelt gekrümmten Stauwand vom Gleichwinkeltyp. Von <i>M. Herzog</i> . HA	219
Energieversorgung s. Kraftwerke	
Erdbau: Böschungssicherung unter einer Brücke. Von <i>E. Bachus</i> . KTB	197
Eine einfache Formel zur Abschätzung des Durchlässigkeitskoeffizienten von Tonböden. Von <i>Y. Nishida</i> . HA	461
Erdämme s. Dämme	
Erdruck: Bau und Absenkung einer unterirdischen Großgarage in Genf. Von <i>H. Lorenz</i> . HA	4
Fahrbahnkonstruktionen, Allgemeines: Schotterbettfreie, elastische Gleislagerung auf Gummi. Von <i>E. Graßmann</i> . KTB	433
Beton: Berechnung von Betonfahrbahnen. Von <i>W. Koepcke</i> . HA	87

	Seite
Spannbeton: Die Verbundbrücke über die Bundesbahn und den Dransdorfer Weg im Zuge der Teilortsumgehung Bonn der Bundesstraße 9. Von <i>W. R. Marx</i> . HA	139
Stahl: Orthotrope Fahrbahnplatten auch in Amerika. Von <i>R. Kahmann</i> . KTB	232
Stahlbeton: Durchbildung und Herstellung von Stahlbetonfahrbahndecken. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB	118
Fahrbahnplatten, Theorie: Zur Frage des Einspanngrades der Fahrbahnplattenränder unter der Wirkung von Fahrzeugeinzelasten. Von <i>E. A. Rose</i> . HA	148
Fender: Gummi im Bauingenieurwesen. Gummifenderung für Landeanlage Acajutla (El Salvador). Von <i>K.-H. Bauer</i> und <i>R. Jörn</i> . HA	167
Fertigteile: Beton: Die Großtafelbauweise. Bemerkungen zur statischen Berechnung und konstruktiven Durchbildung. Von <i>H. Beck</i> . HA	382
Großformatige Stahlbetonfertigteile für die Laboratoriumsgebäude der Aweta (BASF). Von <i>H. Bay</i> . HA	77
Hochstraßenkonstruktion in Fertigteile-Verbundbauweise. Von <i>H. Krosse</i> . HA	237
Stahlbetontragwerke aus Fertigteilen. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB	269
Vorgefertigte Hochbauten nach dem Verfahren „Porte de Lilas — Self-Lift“. Von <i>A. Schmid</i> . HA	342
Vorgefertigte Hochhausdecken im Aufzug. Von <i>A. Ohlemutz</i> . KTB	477
Werkhallen aus vorgefertigten und zusammengespannten Stahlbetonteilen. Von <i>F. Vaessen</i> . HA	83
Spannbeton: Aufsteigende Entwicklung des Spannbetons in den USA. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB	434
Brücke aus Spannbeton-Fertigteilen. Von <i>E. Bachus</i> . KTB	397
Die Herstellung und Anwendung vorgespannter Fertigteile im amerikanischen Hochbau. Von <i>F. Rostásy</i> . HA	248
Zwei bemerkenswerte Anwendungen von Spannbeton. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB	114
Stahl: Vorgefertigte Hochbauten nach dem Verfahren „Porte de Lilas — Self-Lift“. Von <i>A. Schmid</i> . HA	342
Fertigung, Spannbetonfertigteile: Die Herstellung und Anwendung vorgespannter Fertigteile im amerikanischen Hochbau. Von <i>F. Rostásy</i> . HA	248
Freileitungsmaste s. Maste und Türme	
Frostschutz, Beton: Betonieren im Winter. Stahlbeton-Schornstein von 140 m Höhe. Von <i>K. Kordina</i> . KTB	472
Fugen s. Bewegungsfugen	
Gerüste, Allgemeines: Rüst- und Schalungsgeräte auf der DIM 1961 in Hannover. Von <i>F. Soschka</i> . KTB	319
Holz: Konstruktion und Ausführung der Autobahnbrücke über die Ruhr bei Westhofen-Hagen. Von <i>H. Schmitz</i> . HA	365

	Seite
Zweigeschossige Rüstungen bei einer Brückenverbreiterung. Von <i>C. J. Hoppe</i> . KTB	478
Spannbeton: Kuppelhalle aus Fertigteilen in Belgrad. Von <i>W. Plagemann</i> . KTB	436
Gewölbe, Beton: Instandsetzung einer Brücke. Von <i>G. Brandes</i> . HA	302
Gleise: Projekt einer Stadtschnellbahn auf Luftreifen für Los Angeles. Von <i>W. Ihlenburg</i> . KTB	196
Schotterbettfreie, elastische Gleislagerung auf Gummi. Von <i>E. Graßmann</i> . KTB	433
Grundbau, Baumaschinen: Neuerungen bei den Baumaschinen. Von <i>B. Hille</i> . HA	27
Gründungen, Allgemeines: Der Fernmeldeturm in Hannover. Von <i>F. Leonhard</i> und <i>G. Greiner</i> . HA	41
Unterrichtsfilme „Flächengründungen für Hochbauten“. V	3
Brunnen: Dockverlängerung mit offenen Brunnen. Von <i>G. Kirdiner</i> . KTB	153
Pfähle: Brücke aus Spannbeton-Fertigteilen. Von <i>E. Bachus</i> . KTB	397
Die Pfahlgründung einem New Yorker Hochhauses. Von <i>W. Plagemann</i> . KTB	350
Fortschritte auf dem Gebiet der Pfahlgründungen. Von <i>H. Neumeier</i> . KTB	19
Kuppelhalle aus Fertigteilen in Belgrad. Von <i>W. Plagemann</i> . KTB	436
Rohrleitungen: Frankreichs Fortschritte im Bau von Ölleitungen (Pipelines). Von <i>E. Burckas</i> . KTB	183
Senkkasten: Bau und Absenkung einer unterirdischen Großgarage in Genf. Von <i>H. Lorenz</i> . HA	4
Teleskopschwimmkästen als Gründungkörper. Von <i>E. Bachus</i> . KTB	478
Über Verbesserungsmöglichkeiten für die Leistung von Druckluftschleusen. Von <i>E. Christel</i> . HA	129
Spundwände: Bau einer mit Zugpfählen verankerten Tunnelsohle in offener Baugrube unter Wasser. Von <i>H. Neuber</i> . KTB	7
Stählerne Baugruben-Aussteifung in Gewölbeform. Von <i>H. Neuber</i> . KTB	153
Gummi: Emmerbrücke bei Bad Pyrmont. Von <i>E. v. Rennenkampff</i> . HA	337
Gummi im Bauingenieurwesen. Elastische Lagerung einer Pumpstation. Von <i>R. Jörn</i> . HA	137
Gummi im Bauingenieurwesen. Gummifenderung der Landeanlage Acajutla (El Salvador). Von <i>R. Jörn</i> und <i>K.-H. Bauer</i> . HA	167
Projekt einer Stadtschnellbahn auf Luftreifen für Los Angeles. Von <i>W. Ihlenburg</i> . KTB	196
Schotterbettfreie, elastische Gleislagerung auf Gummi. Von <i>E. Graßmann</i> . KTB	433
Hallen, Nylonhüllen: Die luftgefüllte Hülle der Ausstellung „Atome für den Frieden“ der USA in Südamerika. Von <i>Hk. Bandel</i> . HA	144

Seite	Seite	Seite
Spannbeton: Fabrikationshalle und Schutzdach der Langnese Eiskrem GmbH., Heppenheim/Bergstraße. Von R. Ohlig. KA 227	Kosten: Wachsende Baukosten stellen erhöhte Ansprüche an Planer und Unternehmer. Von G. Merkle. KTB 116	Meßgeräte: Druckzelle zum Messen der Beanspruchung von Beton-schalungen. Von F. Pilny. HA .. 96
Stahl: Verwendung von hochfesten Stahlträgern für eine Markthalle. Von W. Ihlenburg. KTB .. 198	Kraftwerke, Atomkraftwerke: Elastische Verhalten von stählernen Modell-Containerschalen unter Explosionsdruckbelastung. Von Th. Jaeger. KTB 29	Messungen, Allgemeines: Die Auswirkung von Sprengerschüttungen beim Stollen und Kavernenbau. Von R. Linder. HA 374
Der Doppel-Cantilever-Hangar der „United Air Lines“ in San Francisco/USA. Von W. Weiss. HA 346	Wasserkraftwerke: Bauliche Einzelheiten des Moselkraftwerkes Trier. Von G. Lenssen. HA 241	Beton: Der Bau des Zwischenspeichers Lechstaustufe 6 — Dornau. Von F. Treiber und A. Gsaenger. HA 401, 449
Häfen: Der Hafen von Los Angeles. Von F. Orth. KTB 189	Die Energieversorgung von Groß-Lima. Von G. Linder. HA 26	Meßverfahren, Spannungs-optik: Vollständige Auswertung der Isochromaten- und Isoklinenfelder eines ebenen Spannungszustandes nach der Gleichung von Maxwell. Spannungsoptische Untersuchung eines Achslagers. Von H. Walter und W. Naumaen. HA 260
Der neue Scheveningen-Pier. Von E. Bachus. KTB 190	Erddamm zur Absperrung einer Felsschlucht. Von W. Ihlenburg. KTB 73	Modellversuche s. Versuche
Dockverlängerung mit offenen Brunnen. Von G. Kirchner. KTB 155	Ikawa, die erste Pfeilerkopfstaumauer in Japan. Von O. Jüngling. KTB 357	Montage s. Bauvorgänge
Getreide-Pier in Amsterdam. Von E. Bachus. KTB 192	Rußland baut den Sadd el Ali-Hochdamm bei Assuan. Von O. Jüngling. KTB 31	Normen s. Vorschriften
Uferbau in Binnenhäfen. Von G. Finke. HA 161	Krane: Weitere Baumaschinen auf der Deutschen Industriemesse 1961 in Hannover. Von B. Hille. KTB 314	Nylonhüllen: Bau einer Kuppel, von der Spitze angefangen bis zum Fundament. Von F. Orth. KTB .. 26
Hängebrücken, Ausführung: Die längste Hängebrücke Europas. Von C. J. Hoppe. KTB 437	Kriechen und Schwinden: Berechnung von Betonfahrbahnen. Von W. Koepcke. HA 87	Die luftgefüllte Hülle der Ausstellung „Atome für den Frieden“ der USA in Süd-Amerika. Von Hk. Bandel. HA 144
Hängebrücke über den Firth of Forth. Von K. H. Seegers. KTB 156	Einfluß des Kriechens auf einen gebogenen Stahlbeton-Rechteckbalken im Stadium II. Von E. Eliás. HA 93	Ölleitungen s. Druckrohrleitungen
Heber: Der Bau des Zwischenspeichers Lechstaustufe 6 — Dornau. Von A. Gsaenger und F. Treiber. HA 401	Kunsthärze: Kleber: Versuche mit Klebern und Mörteln unter Verwendung von Kunsthärzen. Von S. Krug. HA 287	Orthotrope Platten, Allgemeines: Die Europabrücke über dem Silltal in Tirol. Von H. Beer. HA 1
Heizung, Ölheizung: Ölofen und Schornstein. Von Dr.-Ing. Schüle. KTB 34	Kunststoffe: Kunststoff-modifizierte Schleuder-Betonrohre. Von F. Pilny. KTB 152	Stahl: Orthotrope Fahrbahnplatten auch in Amerika. Von R. Kahmann. KTB 232
Hochbauten, Fertigteile: Vorgefertigte Hochhausdecken im Aufzug. Von A. Ohlemutz. KTB 477	Plastikschutz der Konstruktion des neuen Flughafens Los Angeles. Von K. Sattler. KTB 397	Pfähle, Beton: Bau einer mit Zugpfählen verankerten Tunnelsohle in offener Baugrube unter Wasser. Von H. Neuber. KTB 74
Hochhäuser, Stahl: Das neue „Standard Insurance Building“ in Portland/Oregon. Von W. Weiss. HA 430	Lager, Gummi: Gummi im Bauingenieurwesen. Elastische Lagerung einer Pumpenstation. Von R. Jörn. HA 137	Fortschritte auf dem Gebiet der Pfahlgründungen. Von H. Neumeuer. KTB 194
Das Wilshire-Flower-Building in Los Angeles, USA. Von W. Weiss. HA 464	Stahl: Bremskraftableitung bei Brücken. Von F. Cichocki. HA .. 304	Brunnen: Die Pfahlgründung eines New Yorker Hochhauses. Von W. Plagemann. KTB 356
Neue Stützen in 12geschossigem Altbau für Aufstockung von weiteren 12 Geschossen. Von F. l'Allemand. KTB 72	Lehrgerüste s. Gerüste	Bohrpfähle: Böschungssicherung unter einer Brücke. Von E. Bachus. KTB 197
Hochschulen: 150 Jahre Technische Hochschule Graz. V 321	Maste und Türme, Stahl: Die 275/400 kV West Thurrock Kreuzung. Von F. l'Allemand. KTB .. 355	Stahl: Fortschritte auf dem Gebiet der Pfahlgründungen. Von H. Neumeuer. KTB 194
Hochstraßen, Stahl: Hochstraßenkonstruktion in Fertigteil-Verbundbauweise. Von H. Krosse. HA 237	Entwurf von Freileitungsmasten in den Vereinigten Staaten. Von F. Cichocki. KTB 353	Pfeiler und Widerlager: Der Viadukt über die Durance bei Savines. Von E. Bachus. KTB 271
Hochwasserentlastung s. Talsperren	Stahlbeton: Der Fernmeldeturm in Hannover. Von F. Leonhardt und G. Greiner. HA 410	Die Europabrücke. Von J. Gruber. HA 325
Hochzugfeste Schrauben s. Schrauben	Materialeigenschaften, Beton: Über das Bruch- und Verformungsverhalten von Beton bei mehrachsiger Beanspruchung. Von H. Weigler und G. Becker. HA .. 390	Hängebrücke über den Firth of Forth. Von K. H. Seegers. KTB 156
Hosenrohre s. Druckrohrleitungen	Fels und Beton: Grenzlasten für Fels und Beton. Von R. Rühl. KTB 233	Spannungsnachweis bei Fugenwasserdruck und schiefer Biegung mit Längskraft in beliebigen Querschnitten. Von K. Opladen. HA 256
Hydromechanik: Berechnung der Abflußtiefen in Schußrinnen. Von H. Annemüller. HA 222	Materialprüfung, Allgemeines: Bautechnische Versuchs- und Forschungsanstalt Salzburg. V 400	Pilzdecken s. Decken
Über die Kronenform der Überfallwehre. Von N. Engez. HA .. 426	Beton: Erfahrungen mit dem Schmidtschen Rückprallhammer. Von J. Hienz. KTB 273	Pipelines s. Druckrohrleitungen
Zur Berechnung des ungleichförmigen, strömenden Abflusses in offenen Wasserläufen. Von W. Bleines. HA 169	Über das Bruch- und Verformungsverhalten von Beton bei mehrachsiger Beanspruchung. Von H. Weigler und G. Becker. HA .. 390	Platten, Theorie: Berechnung von Betonfahrbahnen. Von W. Koepcke. HA 87
Injektionen: Der Bau der Gewölbestaumauer von Speccheri. Von E. Tremmel. KTB 467		Der Einfluß der Querdehnungszahl auf den Spannungszustand einer 45° schiefer Platte. Von J. Balás und A. Hanuska. HA .. 100
Kaianlagen s. Häfen		Zur Frage des Einspanngrades der Fahrbahnplattenränder unter der Wirkung von Fahrzeugeinzel-lasten. Von E. A. Rose. HA 148
Kleber und Kitt: Eine neue Methode zur Wiederherstellung feuergeschädigter Betonteile. Von F. Orth. KTB 398		
Versuche mit Klebern und Mörteln unter Verwendung von Kunsthärzen. Von S. Krug. HA 287		
Knicken s. Stabilität		

	Seite
Die Ermittlung der Einspannmomente infolge Vorspannung an Rändern, parallel zur Spann- gliedführung. Von E.-A. Rose. HA	306
Spannbeton: Einfluß einer elastischen Lagerung auf Biegemomente und Auflagerkräfte schiefwinkliger Einfeldplatten. Von H. Homberg, H. Jäckle und W. R. Marx. HA	19
Produktion, Stahl: Der Stahlmarkt in Großbritannien. Von C. J. Hoppe. KTB	153
Projektierung: Wachsende Baukosten stellen erhöhte Ansprüche an Planer und Unternehmer. Von G. Merkle. KTB	116
Rahmen: Zur Berechnung des Rahmenträgers. Von I. A. el-Demirdash. HA	145
Statik: Die Berechnung regelmäßiger Windrahmen in geschlossener Form mit Hilfe von Differenzgleichungen. Von W. Mann. HA	108
Rohre, Beton: Kunststoff-modifizierte Schleuder-Betonrohre. Von F. Pilny. KTB	152
Hochbaukonstruktionen: Bau einer Kuppel, von der Spitze angefangen bis zum Fundament. Von F. Orth. KTB	28
Rohrkonstruktionen, Stahl: Moderne stählerne Kirche in Colorado. Von K. Sattler. KTB	233
Rüst- und Schalungsgeräte auf der DIM 1961 in Hannover. Von F. Soschka. KTB	319
Rohrleitungen s. Druckrohrleitungen	
Rostschutz: Zur Rostschutzfrage. Von H. Heberling. HA	136
Rüstungen s. Gerüste	
Schadensfälle, Beton: Eine neue Methode zur Wiederherstellung feuergeschädigter Betonbauteile. Von F. Orth	398
Schalen, Betonfertigteile: Kuppelhalle aus Fertigteilen in Belgien. Von W. Plagemann. KTB	436
Stahl: Elastisches Verhalten von stählernen Modell-Containerschalen unter Explosionsdruckbelastung. Von Th. Jaeger. KTB	29
Theorie: Das statische Verhalten der randverstärkten Betonkugelschale mit schlaff bewehrtem oder vorgespanntem Zugang bei rotationssymmetrischer Belastung und Berücksichtigung der Kriech- und Schwindverformungen. Von Hk. Bandel. HA	46
Die Schalentheorie der doppelt gekrümmten Stauwand mit Gleichwinkeltyp. Von M. Herzog. HA	219
Spannbeton: Fabrikationshalle und Schutzdach der Langnese Eiskrem GmbH, Heppenheim/Bergstraße. Von R. Ohlig. KA	227
Schalungen: Druckzelle zum Messen der Beanspruchung von Beton-schalungen. Von F. Pilny. HA	96
Rüst- und Schalungsgeräte auf der DIM 1961 in Hannover. Von F. Soschka. KTB	319
Schienenbefestigung: Emmerbrücke bei Bad Pyrmont. Von E. v. Rennekampff. HA	337

	Seite
Schiffahrtswege: Bauliche Einzelheiten des Moselkraftwerkes Trier. Von G. Lenssen. HA	241
Schrauben: Die Villacher Draubridge, eine neuartige Hohlkastenverbundbrücke. Von H. Beer. HA	331
Großformatige Stahlbetonfertigteile für die Laboratoriumsgebäude der Aweta (BASF). Von H. Bay. HA	77
Hochstraßenkonstruktion in Fertigteilbauweise. Von H. Krosse. HA	237
Schweißen, Allgemeines: Die Villacher Draubridge, eine neuartige Hohlkastenverbundbrücke. Von H. Beer. HA	331
Ausführungen: Emmerbrücke bei Bad Pyrmont. Von E. v. Rennekampff. HA	337
Schwinden s. Kriechen und Schwinden	
Schornsteine, Beton: Betonieren im Winter. Stahlbeton-Schornstein von 140 m Höhe. Von K. Kordina. KTB	472
Seebau: Fertigstellung des Laderaum-Saugbaggers „Rudolf Schmidt“. Von F. v. Marnitz. KTB	33
Seile: Dachkonstruktion mit vorgespannten Drahtseilen. Von K. H. Seegers. KTB	154
Ein neues Radial-Seilwerk. Von F.-K. Schleyer. KTB	313
Seiltragwerke: Dachkonstruktionen mit vorgespannten Drahtseilen. Von K. H. Seegers. KTB	154
Ein neues Radial-Seilwerk. Von F.-K. Schleyer. KTB	313
Senkkasten s. Gründungen	
Sicherheitsgrad: Grenzgleichgewicht und Standsicherheitsgrad von Böschungen in einfachen Fällen. Von G. Sior. HA	423
Skelettbauten, Stahl: Das Wilshire-Flower-Building in Los Angeles, USA. Von W. Weiss. HA	464
Spannbeton, Allgemeines: Aufsteigende Entwicklung des Spannbetons in den USA. Von F. l'Allemand. KTB	434
Stahlbetonverbindungen von Spannbetonbauteilen. Von F. l'Allemand. KTB	481
Spannbetonkonstruktionen: Zwei bemerkenswerte Anwendungen von Spannbeton. Von F. l'Allemand. KTB	114
Spannbeton, Theorie: Berechnung von Betonfahrbahnen. Von W. Koepcke. HA	87
Spannbetonbrücken s. Brücken	
Spannbetondruckrohrleitungen s. Druckrohrleitungen	
Spannbetonschalen s. Schalen	
Spannungen, Theorie: Über das Bruch- und Verformungsverhalten von Beton bei mehrachsiger Beanspruchung. Von H. Weigler und G. Becker. HA	390
Sprengungen: Die Auswirkung von Sprengerschütterungen beim Stollen- und Kavernenbau. Von R. Linder. HA	374

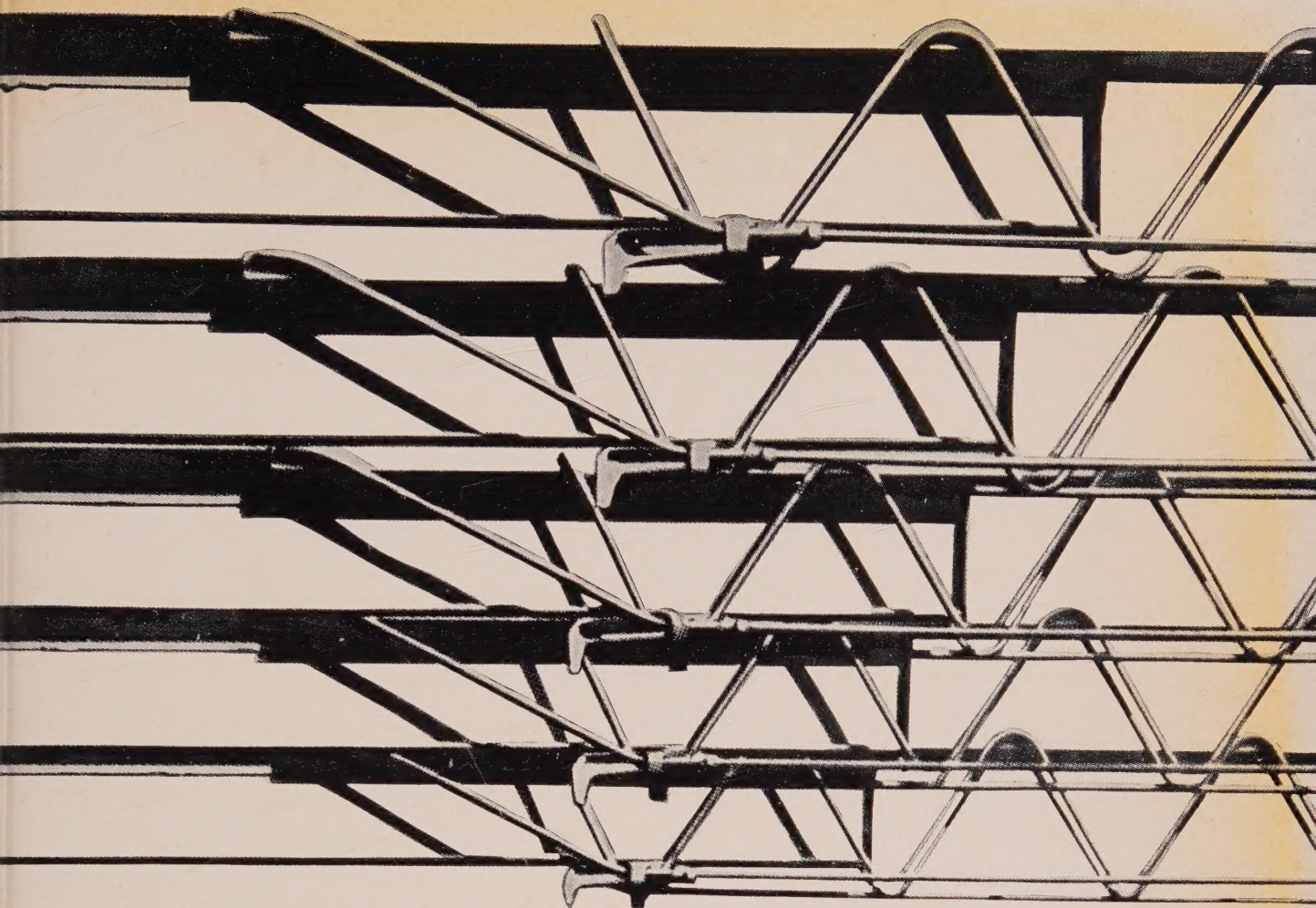
	Seite
Spundwände, Stahl: Bau einer mit Zugpfählen verankerten Tunnelsohle in offener Baugrube unter Wasser. Von H. Neuber. KTB	74
Theorie: Einfluß einer Vorbiegung auf den Endzustand verankerter Spundwände. Von H. Minnich. KA	228
Vorschlag zur Verankerung von Spundwänden bei schlechtem Baugrund. Von S. v. Spieß. KA	446
Spannbeton: Spundwände aus Spannbeton in Florida (USA). Von F. Orth. KTB	71
Stabilität, Knicken: Die Anwendung des „Durchbiegungsverfahrens“ zur Ermittlung der kritischen Last von Bogenträgern beim Ausweichen senkrecht zu ihrer Ebene unter Berücksichtigung von biegeweichen Hängern. Von P. Stein. HA	175
Rahmenknickung bei elastischer Einspannung im Baugrund. Von D. Augustin. HA	441
Stahlbau, Allgemeines: Hochwertige Baustähle im amerikanischen Brückenbau. Von C. J. Hoppe. KTB	152
Stahlbauten: Japans größter Hochofen. Von K. Sattler. KTB	435
Moderne stählerne Kirche in Colorado. Von K. Sattler. KTB	233
Vorgefertigte Hochbauten nach dem Verfahren „Porte des Lilas — Self-Lift“. Von A. Schmid. HA	342
Allgemeines: Betrachtungen über Schadensfälle im Stahlbau. Von L. Stablini. HA	201
Antennen: Reflektorantennen großer Abmessung in neuer Bauweise und ihre Statik. Von P. Enneper. HA	55
Stahlbeton, Allgemeines: Die Großtafelbauweise. Bemerkungen zur statischen Berechnung und konstruktiven Durchbildung. Von H. Beck. HA	382
Stahlbetonverbindungen von Spannbetonbauteilen. Von F. l'Allemand. KTB	481
Theorie: Einfluß des Kriechens auf einen gebogenen Stahlbeton-Richtebalken im Stadium II. Von E. Eliás. HA	93
Über eine sinnvolle Beschränkung der Durchbiegungen von Stahlbetonbauteilen. Von A. Mehmel. HA	293
Zur Bemessung von Stahlbetonbauteilen mit Berücksichtigung der Durchbiegungen. Von H. Aschenbach. KA	301
Stahlbetonbauten: Der Bau des Zwischenspeichers Lechstausee 6 Dornau. Von A. Gsaenger und F. Treiber. HA	401
Der Fernmeldeturm in Hannover. Von F. Leonhard und G. Greiner. HA	410
Der Unterwassertunnel von Deas Island. Von W. Plagemann. KTB	474
Großformatige Stahlbetonfertigteile für die Laboratoriumsgebäude der Aweta (BASF). Von H. Bay. HA	77
Werkhallen aus vorgefertigten und zusammengespanten Stahlbetonteilen. Von F. Vaessen. HA	83

	Seite
Stahlbetonspiralen s. Stahlbetonbauten	
Stähle , Allgemeines: Das neue „Standard Insurance Building“ in Portland/Oregon, USA. Von W. Weiss. HA	430
Baustähle : Die 275/400 kV West Thurrock Kreuzung. Von F. l'Allemand. KTB	355
Die Villacher Draubücke, eine neuartige Hohlkastenverbundbrücke. Von H. Beer. HA	331
Hochwertige Baustähle im amerikanischen Brückenbau. Von C. J. Hoppe. KTB	152
Verwendung von hochfesten Stahlträgern für eine Markthalle. Von W. Ihlenburg. KTB	198
Spannstähle : Die Herstellung und Anwendung vorgespannter Fertigteile im amerikanischen Hochbau. Von F. Ros'äsy. HA ..	248
Stahlrohre s. Stahlrohre	
Stahlwasserbauten : Bauliche Einzelheiten des Moselkraftwerkes Trier. Von G. Lenssen. HA	241
Statik : Beitrag zur Berechnung des Kreisringes auf elastischer Unterlage. Von K. Opladen. HA	460
Beitrag zur Berechnung eingedeckter Rohre. Von D. Reusch. HA	416
Bericht zur statischen Berechnung waagrecht belasteter Querwände bei Hochbauten. Von W. Naumann und H. Walter. KTB	311
Der Parabelbogen im Talsperrenbau. Von R. Widmann. HA	208
Die Anwendung des „Durchbiegungsverfahrens“ zur Ermittlung der kritischen Last von Bogenträgern beim Ausweichen senkrecht zu ihrer Ebene unter Berücksichtigung von biegeweichen Hängern. Von P. Stein. HA	175
Die Berechnung regelmäßiger Windrahmen in geschlossener Form mit Hilfe von Differenzengleichungen. Von W. Mann. HA ..	108
Die Großtafelbauweise. Bemerkungen zur statischen Berechnung und konstruktiven Durchbildung. Von H. Beck. HA	382
Die Schalentheorie der doppelt gekrümmten Stauwand vom Gleichwinkeltyp. Von M. Herzog. HA	219
Einfluß einer elastischen Lagerung auf Biegemomente und Auflagerkräfte schiefwinkliger Einfeldplatten. Von H. Homberg, H. Jäckle und W. R. Marx. HA	19
Einfluß einer Vorbiegung auf den Endzustand verankerter Spundwände. Von H. Minnich. KA	228
Elementarer Beweis des erweiterten Maxwellschen Vertauschungssatzes von Mok-Kong Shen. KA ..	305
Iterationsverfahren für Durchlaufträger auf elastischen Stützen. Von H. Fischer. HA	264
Konstruktion und Ausführung der Autobahnbrücke über die Ruhr bei Westhofen-Hagen. Von H. Schmitz. HA	365
Momentenverlauf im Gleichlastfeld mit Endmomenten. Von H. Streicher. KA	113

	Seite
Näherungsweise Berechnung der Schnittlasten von Stockwerkrahmen unter Berücksichtigung der Verformungen. Von E. Schaber. HA	7
Rahmenknickung bei elastischer Einspannung im Baugrund. Von D. Augustin. HA	441
Reflektorantennen großer Abmessung in neuer Bauweise und ihre Statik. Von P. Enneper. HA ..	55
Spannungsnachweis bei Fugenvasserdruk und schiefer Biegung mit Längskraft in beliebigen Querschnitten. Von K. Opladen. HA	256
Vorschlag zur Verankerung von Spundwänden bei schlechtem Baugrund. Von S. v. Spieß. KA	446
Zur Berechnung des Rahmenträgers. Von I. A. el-Demirdash. HA ..	145
Zur Berechnung von Maximalmomenten in Wendeltreppenspindeln. Von Mok-Kong Shen. HA	458
Staudämme s. Talsperren	
Stockwerkrahmen : Näherungsweise Berechnung der Schnittlasten von Stockwerkrahmen unter Berücksichtigung der Verformungen. Von E. Schaber. HA	7
Stollenbauten , Allgemeines: Der Unterwassertunnel von Deas Island. Von W. Plagemann. KTB ..	474
Die Auswirkung von Sprengerschütterungen beim Stollen- und Kavernenbau. Von R. Linder. HA ..	374
Tunnelbau unter dem Götaelv. Von E. Bachus. KTB	357
Ausführungen : Die Picote-Staumauer. Von F. Tölke. KTB	229
Erddamm zur Absperrung einer Felschlucht. Von W. Ihlenburg. KTB	73
Baumaschinen : Neuerungen bei den Baumaschinen. Von B. Hille. HA	277
Strahlungsschutz , Beton: Versuche zur Bestimmung der Reaktorstrahlung - Abschirmungseigenschaften von Beton. Von Th. Jaeger. KTB	69
Straßenbau , Allgemeines: Die Beziehungen zwischen den Entwicklungen der Kraftfahrzeuge und der Gestaltung der Straßen. Von J. Schlums. KTB	478
Tunnelbau unter dem Götaelv. Von E. Bachus. KTB	357
Straßenbaugeräte s. Baumaschinen	
Straßenhobel s. Baumaschinen	
Straßenverkehr : Bemessung von Straßennetzen nach der Leistungsfähigkeit. Von B. Wehner. HA ..	41
Tagungen : Bericht über die Forschungstagung 1960 „Scherfestigkeit bindiger Böden“. V.	484
Bericht über die Sitzung des Großen Ausschusses des Zentral-Vereins für Binnenschifffahrt gemeinsam mit der Hafenbautechnischen Gesellschaft am 13. I. 1961 in Konstanz. Von Prof. A. Agatz., Bremen. V.	323
Deutscher Betontag 1961 in Berlin. V.	38
Deutscher Betontag 1961. Bericht von Dr.-Ing. H. Beck, Frankfurt/M. V.	321

	Seite
9. Deutsche Kunststofftagung Berlin 1961. V	76
2. Europäischer Kurs über Gesundheitstechnik 1961/62. V.	160
Genossenschaftsversammlung des Ruhrverbandes und Ruhrtalsperrenvereins 1960. V.	37
Große Schweißtechnische Tagung Essen 1961. V.	275
Grundbau-Tagung 1962. V.	484
7. Hydraulik-Tagung Paris 1962. V.	160, 484
VII. Internationaler Talsperrenkongreß vom 16. Juni bis 1. Juli 1961 in Rom. V	363
5. Internationaler Wasserversorgungskongreß und Ausstellung Berlin 1961. V	198
12. Kolloquium der Internationalen Arbeitsgemeinschaft für Geomechanik Salzburg 1961. V	236
XVII. Kongreß für Heizung, Lüftung und Klimatechnik in Hamburg. V	236
Österreichische Stahlbautagung 1961. V	236
Symposium über Schalenuntersuchungen Delft 1961. V	236
Stahlbau-Tagung 1962. V	484
Tagung der Deutschen Geologischen Gesellschaft 1961 in Mülheim/Ruhr. V	120
Tagung der Hafenbautechnischen Gesellschaft Köln 1961. V	76
VI. Weltkraftkonferenz 1962 in Melbourne. V	484
Talsperren , Allgemeines: Rußland baut den Sadd el Ali-Hochdamm bei Assuan. Von O. Jüngling. KTB	31
Bogenstaumauern : Der Bau der Gewölbstauwand von Speccheri. Von E. Tremmel. KTB ..	467
Die Picote-Staumauer. Von F. Tölke. KTB	229
Die Vajont-Talsperre, die höchste Gewölbemauer der Welt. Von H. Grengg. KTB	230
Erddämme : Brasiliens größtes Dammprojekt. Von P. Franke. KTB	231
Der Staudamm von Matemale aus verdichtetem Boden. Von E. Burckas. KTB	231
Pfeilerkopfstaumauer : Ikawa, die erste Pfeilerkopfstaumauer in Japan. Von O. Jüngling. KTB	357
Schwergewichtstmauern : Der Bau des Zwischenspeichers Lechstause 6 — Dornau. Von F. Treiber und A. Gsaenger. HA ..	401, 409
Der größte Staudamm Kanadas. Von F. l'Allemand. KTB	437
Theorie : Der Parabelbogen im Talsperrenbau. Von R. Widmann. HA	208
Die Schalentheorie der doppelt gekrümmten Stauwand vom Gleichwinkeltyp. Von M. Herzog. HA	219
Temperaturmessungen s. Messungen	

	Seite		Seite		Seite
Thixotrope Flüssigkeit: Bau und Absenkung einer unterirdischen Großgarage in Genf. Von <i>H. Lorenz</i> . HA	4	Versuche, Beton: Die Forschungsarbeit der Cement and Concrete Association. Von <i>G. Merkle</i> . KTB	268	Verkehr: Mechanische Sicherung des Verkehrsraumes durch Leiteinrichtungen auf Brücken und sonstigen Kunstbauten. V	275
Fortschritte auf dem Gebiet der Pfahlgründungen. Von <i>H. Neumeier</i> . KTB	194	Eine modellstatistische Untersuchung einer quadratischen Stahlbeton-Pilzdecke. Von <i>H. Weise</i> . KTB ..	310	Wasser: Verordung über Heizölbehälter schützt Trinkwasser gegen Verunreinigungen. V	198
Thixotropie: Über die Thixotropie in Erdstoffen. Von <i>H. Grewe</i> . KTB ..	432	Über das Bruch- und Verformungsverhalten von Beton bei mehrachsiger Beanspruchung. Von <i>G. Becker</i> und <i>H. Weigler</i> . HA ..	390	Vorspannung: Instandsetzung einer Brücke. Von <i>G. Brandes</i> . HA ..	302
Tunnelbauten s. Stollenbauten		Kleber: Versuche mit Klebern und Mörteln unter Verwendung von Kunstharzen. Von <i>S. Krug</i> . HA	287	Theorie: Die Ermittlung der Einspannmomente infolge Vorspannung an Rändern, parallel zur Spanngliedführung. Von <i>E.-A. Rose</i> . HA	306
Turbinen: Bauliche Einzelheiten des Moselkraftwerkes Trier. Von <i>G. Lenssen</i> . HA	241	Boden: Eine einfache Formel zur Abschätzung des Durchlässigkeitskoeffizienten von Tonböden. Von <i>Y. Nishida</i> . HA	461	Wasserbau, Ausführungen: Neue Technik in der Wildbachverbauung. Von <i>G. Wickert</i> . KTB ..	116
Türme s. Maste und Türme		Explosionen: Elastisches Verhalten von stählernen Modell-Containerschalen unter Explosionsdruckbelastung. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	29	Theorie: Berechnung der Abflußtiefen in Schußbrinnen. Von <i>H. Annemüller</i> . HA	222
Überfälle s. Talsperren		Stahl: Entwurf von Freileitungsmasten in den Vereinigten Staaten. Von <i>F. Cichocki</i> . KTB	353	Über die Kronenform der Überfallwehre. Von <i>N. Engez</i> . HA ..	426
Uferschutz: Gummi in Bauingenieurwesen. Gummifenderung für Landeanlage Acajutla (El Salvador). Von <i>R. Jörn</i> und <i>K.-H. Bauer</i> . HA	167	Stahlbeton: Stahlbetonverbindungen von Spannbetonbauteilen. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB	481	Zur Berechnung des ungleichförmigen, strömenden Abflusses in offenen Wasserläufen. Von <i>W. Bleines</i> . HA	169
Uferbau in Binnenhäfen. Von <i>G. Finke</i> . HA	161	Statik: Einfluß einer elastischen Lagerung auf Biegemomente und Auflagerkräfte schiefwinkliger Einfeldplatten. Von <i>H. Homberg</i> , <i>H. Jäckle</i> und <i>W. R. Marx</i> . HA ..	19	Wasserdruck: Spannungsnachweis bei Fugenwasserdruck und schiefer Biegung mit Längskraft in beliebigen Querschnitten. Von <i>K. Opladen</i> . HA	256
Verbände und Vereinigungen: Arbeitsausschuß für Hochstraßen. V.	76	Strahlungsschutz: Versuche zur Bestimmung der Reaktorstrahlung-Abschirmungseigenschaften von Beton. Von <i>Th. Jaeger</i> . KTB	69	Wasserstraßen s. Schifffahrtswege	
Deutscher Verband für Wasserwirtschaft e. V. V	38	Wasserbau: Berechnung der Abflußtiefen in Schußbrinnen. Von <i>H. Annemüller</i> . HA	222	Wehre: Allgemeines: Bauliche Einzelheiten des Moselkraftwerkes Trier. Von <i>L. Lenssen</i> . HA ..	241
Entschließung des Deutschen Verbandes technisch-wissenschaftlicher Vereine zur Förderung der Natur- und Ingenieurwissenschaften in der Bundesrepublik Deutschland. V	275	Windmessungen: Der Fernmeldeturm in Hannover. Von <i>F. Leonhardt</i> und <i>G. Greiner</i> . HA ..	410	Die Energieversorgung von Groß-Lima. Von <i>G. Linder</i> . HA	26
Europäisches Komitee für die Koordinierung der Normen (CEN). V	198	Vorschriften, Allgemeines: DIN 1305 — Maße, Gewicht. V ..	275	Theorie: Über die Kronenform der Überfallwehre. Von <i>N. Engez</i> . HA	426
Gründung der Internationalen Versuchs- und Forschungsanstalt für Fels in Salzburg. V	160	Belastungen: DIN 1055 V ..	76	Wiederherstellung, Beton: Instandsetzung einer Brücke. Von <i>G. Brandes</i> . HA	302
Zum Jahresbericht 1960 des Wupperverbandes. V	198	Bergbau: DIN 4118: Fördergerüste. V	76	Wettbewerbe: Die Europabrücke. Von <i>J. Gruber</i> . HA	325
Verbundbauweise, Ausführungen: Die Verbundbrücke über die Bundesbahn und den Dransdorfer Weg im Zuge der Teilortsumgehung Bonn des Bundesstraße 9. Von <i>W. R. Marx</i> . HA ..	139	Gründung: DIN 4017. Baugrund. Grundberechnungen von lotrecht und mittig belasteten Flachgründungen. V	364	Ideenwettbewerb „Unterirdisches Bauen“. V	76
Die Villacher Draubridge, eine neuartige Hohlkastenverbundbrücke. Von <i>H. Beer</i> . HA	331	DIN 4019 Bl. 2 Baugrund. V ..	160	Wildbachverbauung: Neue Technik in der Wildbachverbauung. Von <i>G. Wickert</i> . KTB	116
Hochstraßenkonstruktion in Fertigteil-Verbundbauweise. Von <i>H. Krosse</i> . HA	237	Krane: DIN 15 019. V.	76	Windlasten s. Belastungen	
Theorie: Bemessung von Blechträgern insbesondere von Verbundträgern. Von <i>B. Vik</i> . HA ..	348	Pfähle: DIN 4014: Bohrpfähle. V	120	Zuschrift zu Annemüller: Der Einfluß des Turbinenschnellschlusses auf die Schifffahrt in Kraftwasserstraßen (1960) S. 338 bis 342. Von <i>H. Annemüller</i> . V ..	120
Verbundbrücken s. Brücken		Schallschutz: DIN 4109. V ..	120	zu KTB „Durchbildung und Herstellung von Stahlbetonfahrbahndecken“ (1961) S. 118. Von <i>H. Pietsch</i> . V	275
Verdichtung: Neuerungen bei den Baumaschinen. Von <i>B. Hille</i> . HA ..	277	Spannbeton: DIN 4228 Maste. V	440	zu KTB „Erddamm zur Abspernung einer Felsschlucht“ (1961) S. 73. Von <i>K. Ludwig</i> . V	275
Verkehrswesen, Straßen: Bemessung von Straßennetzen nach der Leistungsfähigkeit. Von <i>B. Wehner</i> . HA	41	Stahl: DIN 997—999 Anreißmaße. V	440	zu Rošman: Beitrag zur statischen Berechnung waagrecht belasteter Quерwände bei Hochbauten (1960) S. 133. Von <i>J. Hahn</i> . V ..	38
Die Beziehungen zwischen den Entwicklungen der Kraftfahrzeuge und der Gestaltung der Straßen. Von <i>J. Schlums</i> . KTB	478	DIN 1050 Stahl im Hochbau. V ..	236	und Erwidern Rošman. V	39
Verkleidungen, Hochbauten: Das Wilshire-Flower-Building in Los Angeles, USA. Von <i>W. Weiss</i> . HA	464	DIN 1629: Nahtlose Rohre. V ..	120	zu Sahmel: Berechnung von Rahmen mit elastischem Zugband nach dem erweiterten Iterationsverfahren von Kani (1960) S. 263. Von <i>P. Sahmel</i> . V	236
Verstärkung, Stahl: Neue Stützen in 12geschossigem Altbau für Aufstockung von weiteren 12 Geschossen. Von <i>F. l'Allemand</i> . KTB ..	72	DIN 4111: Bohrtürme. V	120	zu L. Stablini: Betrachtungen über Schadensfälle im Stahlbau (1961) S. 201. Von <i>W. Wolf</i> . V	364
		Behälter: DIN 6616—20. V	76		
		DIN 8565 — Rostschutz von Stahlbauwerken durch Metallspritzen. V	275		
		Stahlwasserbau: DIN 19 705 Grundsätze für die bauliche Ausbildung. V	440		



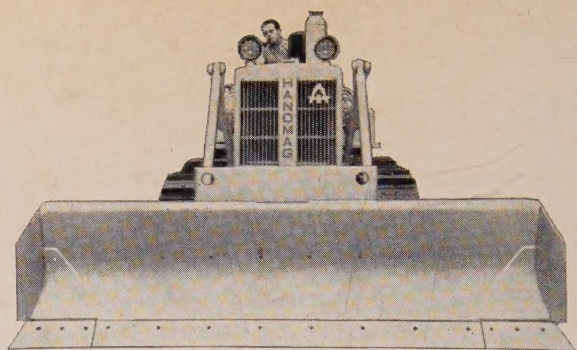
FIX

-SCHALUNGSTRÄGER SENKEN LOHN-
UND MATERIALKOSTEN IHRER
BAUSTELLEN. GERINGES GEWICHT
UND EINFACHER KEILVERSCHLUSS
ERMÖGLICHEN LEICHTE HAND-
HABUNG. DURCH ANBRINGUNG VON
AUFLAGERWINKELN AN BEIDEN
ENDEN DES BALKENTEILES IST
NUNMEHR AUCH DER EINSATZ ALS
EINZELTRÄGER MÖGLICH.



**BETONBAU
GMBH
NEUSS/RHEIN
GLADBACHER STRASSE 435
TELEFON 5741/43
FS 08 517742**

Alles aus einer Hand



Das Baumaschinen-Programm der RHEINSTAHL HANOMAG umfaßt Erdbewegungsmaschinen für die verschiedensten Verwendungszwecke. In aufgabengerechten Leistungsabstufungen: Planier- und Laderraupe von 32-140 PS, Schaufellader und Straßenhobel mit 70 PS. Sie geben Ihnen die Möglichkeit, für jede vorkommende Arbeit das geeignetste Gerät einzusetzen. Die wirtschaftlichen Vorteile eines fabrikatreinen Maschinenparks sind dabei unverkennbar: Denken Sie nur an die Vereinfachung der Ersatzteilhaltung, an den einheitlichen Kundendienst, die Wartung und nicht zuletzt an die Fahrer. So lassen sich bei einigen Maschinen ganze Bauelemente austauschen. Ihr eigener Monteur kann sich auf HANOMAG-Industriemaschinen und Motoren spezialisieren, und ein Fahrer, der bereits eine HANOMAG-Raupe kennt, arbeitet sich schnell auch auf einer anderen HANOMAG-Baumaschine ein. Das alles sind entscheidende Pluspunkte für einen rationellen Einsatz der Maschinen.



RHEINSTAHL HANOMAG

HANNOVER